Zoltan Kiss
Traian Oneț

PROIECTAREA STRUCTURILOR DE BETON DUPĂ SR EN 1992-1

Editura Abel
2008

Prof.dr.ing. Kiss Zoltán
Prof.dr.ing. Traian Oneț
Universitatea Tehnică din Cluj Napoca
Facultatea de Construcții
Catedra Construcții de Beton Armat și Construcții Metalice

Sponsori
SC. PLAN 31 RO SRL., Cluj Napoca
SC. ASA CONS ROMÂNIA SRL., Turda
SC. MACON SA., Deva
PEIKKO GROUP
HALFEN DEHA

Tehnoredactare computerizată
ing. Bindea Mihai
ing. Mureşan Monica
ing. Vass Szikszai Melinda

Descrierea CIP a Bibliotecii Naționale a României
KISS ZOLTÁN
Proiectarea structurilor de beton după SR EN 1992-1 /
Kiss Zoltán, Traian Oneț. - Cluj-Napoca : Editura Abel, 2008
Bibliogr.
ISBN 978-973-114-070-4

I. Oneț, Traian

624.012.45

PREFAȚĂ

În ultima perioadă tehnica betonului armat a înregistrat progrese de neconceput în trecut, concretizate printr-un mare volum de lucrări remarcabile.

Construcțiile din beton armat, având un domeniu larg de utilizare, prezintă o importanță tehnică şi economică ridicată. Tocmai de aceea susținerea dezvoltării în acest domeniu este esențială pentru întreaga industrie a construcțiilor.

Cultul construcțiilor, raportul cheltuieli salariale/materiale, materialele de construcție disponibile şi tehnologiile prezintă diferențe mari de la o țară la alta. Trebuie să luăm în considerare însă o Europă fără granițe în care tehnologiile şi materialele noi se distribuie rapid, indiferent de poziția geografică a unei țări.

Uniunea Europeană favorizează libera circulație a produsului construit şi a serviciilor inginereşti, între țările membre, prin elaborarea directivelor produselor construite (Construction Products Directive – CPD). Parte integrantă a acesteia, o formează elaborarea standardelor destinate proiectării structurilor de rezistență.

În țările membre ale Comunității Europene prescripțiile referitoare la proiectarea structurilor prefabricate, atât la nivel de siguranță cât şi în privința principiilor de proiectare au fost foarte diferite. Aceasta era motivul pentru care țările membre, încă de la începutul anilor 1970 au decis unificarea standardelor în vederea realizării unei pieți unitare.

Prescripțiile tehnice referitoare la proiectarea structurilor de rezistență sunt denumite Eurocoduri pentru Structuri (Structural Eurocods), sau pe scurt Eurocoduri (mai general Standarde EC). În Uniunea Europeană elaborarea acestora a fost încredințată Comitetului European pentru Standarde (Comité Eurpéen de Normalisation, CEN).

Primele rezultate ale străduințelor uniformizării standardelor naționale au apărut la sfârşitul anilor 70 şi tot atunci au apărut primele recomandări de proiectare unitară, aşa numitele Model – Cod-uri (MC). Elaborarea acestora a fost precedată de o activitate pregătitoare care în principal a constat în evaluarea comparativă a standardelor naționale. Prescripțiile referitoare la proiectarea structurilor din beton au fost comparate cu ajutorul exemplelor numerice, de unde a reieşit clar că nivelul cel mai scăzut de siguranță l-au avut țările din estul Europei. Proiectarea după metoda stărilor limită, însă, în aceste țări se folosea de mult, pe când în țările vestice încă nu era în uz.

Lansarea reală a programului *Eurocod* a avut loc în 1989. La această dată țările membre ale Uniunii Europene s-au decis asupra elaborării reglementărilor proiectării structurilor de rezistență, aşa numite prestandarde (ENV).

Creşterea vertiginoasă a volumului de informații a permis îmbunătățirea substanțială a prescripțiilor de proiectare ale căror prevederi reflectă mai fidel comportarea reală a construcțiilor de beton armat conferind o siguranță mai mare structurilor realizate

Prestandardele au făcut posibil ca anumiți parametri şi proceduri de calul să poată fi alease în mod diferit în țările membre. Aceşti parametri în ENV sunt numiți valori recomandate.

Țările membre, pe lângă prestandarde, trebuie să pregătească Documente Naționale de Aplicare (National Application Document, NAD) care conțin proceduri de calcul, explicații de interpretare a standardelor în concordanță cu specificul geografic, meteorologic, etc., respectiv nivelele de siguranță care decurg din acestea din urmă, pentru țările respective. Documentele Naționale de Aplicare nu fac parte din ENV, dar în cadrul unei țări membre UE cele două se pot folosi doar împreună.

În prezent standardele existente şi Eurocodurile se pot folosi în paralel, urmând ca din anul 2010 în toate ţările Uniunii Europene să se treacă la utilizarea exclusivă a normelor EN.

Din păcate, până în prezent în România nu a apărut Documentul Naţional de Aplicare. Lucrarea de faţă s-a elaborat pe baza standardului SR EN 1992-1 (utilizând valorile recomandate) la care s-au adăugat şi prevederile din noul cod P100-2006.

Prin conţinut şi modul de abordare a subiectelor, manualul se adresează atât studenţilor cât şi inginerilor din proiectare şi execuţie.

Autorii adresează mulţumiri doamnei ing. Vass Szikszai Melinda pentru ajutorul dat la tehnoredactarea lucrării.

Cluj – Napoca, aprilie 2008

Autorii

CUPRINS

PREFAŢĂ 3
CUPRINS 5
NOTAŢII PRINCIPALE 11
1. CONCEPTUL GENERAL DE PROIECTARE 15
1.1 Reglementări tehnice europene pentru structuri din beton 15
1.2 Scopul şi cerinţele proiectării 17
1.2.1 Scopul proiectării 17
1.2.2 Cerinţe fundamentale 17
1.2.3 Cerinţe de durabilitate 17
1.3 Durata de viaţă proiectată 18
1.4 Siguranţa optimă sau riscul acceptabil 19
1.5 Aplicarea condiţiei de siguranţă la studiul structurilor 20
1.5.1 Stabilirea unor stări limită 20
1.5.2 Gestionarea siguranţei structurale 20
1.5.3 Metodele de calcul 22
1.6 Semnificaţia coeficientului de comportare sigură β 23
1.7 Metoda coeficienţilor de siguranţă parţiali (metoda stărilor limită) 24
1.7.1 Stări limită 24
1.7.2 Situaţii de proiectare 25
1.7.3 Principiile de proiectare la stările limită 25
1.8 Metoda bazată pe analiza comportării sigure 26
1.9 Analiza structurală 28
1.9.1 Modelarea comportării structurale 28
1.9.1.1 Analiza liniară elastică cu sau fără redistribuire 29
1.9.1.2 Analiza plastică 30
1.9.1.3 Analiza ne-liniară 32
1.9.2 Considerarea imperfecţiunilor geometrice şi a efectelor de ordinul II sub încărcări axiale 32
1.9.3 Efectele secundare ale precomprimării 32
1.9.4 Condiţii de ductilitate de ansamblu şi locală 33
1.9.5 Reguli suplimentare pentru elemente şi structuri prefabricate 34

2. CARACTERISTICILE DE CALCUL ALE MATERIALELOR ŞI ACŢIUNILOR 35
2.1 Betonul 35
2.1.1 Rezistenţele betonului 35
2.1.2 Deformaţiile elastice 36
2.1.3 Curgerea lentă şi contracţia 36
2.1.4 Diagrama efort-deformaţie 39
2.1.5 Betonul confinat 40
2.1.6 Betonul cu agregate uşoare 41
2.2 Armături 43
2.2.1 Armătura nepretensionată 43
2.2.2 Armătura pretensionată 45
2.3 Acţiuni în construcţii 46
2.3.1 Clasificarea acţiunilor 46
2.3.2 Intensităţile caracteristice ale acţiunilor 47
2.3.3 Intensităţile de calcul ale acţiunilor 47
2.3.4 Combinaţia acţiunilor pentru stările limită ultime (fără oboseală) 48

2.3.5 Combinația acțiunilor pentru stările limită de serviciu 49

3 PROIECTAREA ELEMENTELOR DIN BETON ARMAT ÎN STAREA LIMITĂ ULTIMĂ 51
3.1 Încovoierea cu sau fără forță axială 51
3.1.1 Ipoteze de calcul 51
3.1.2 Relații de calcul 52
3.1.3 Dimensionarea grinzilor 55
3.1.3.1 Secțiuni dreptunghiulare 55
3.1.3.2 Secțiuni în formă T 58
3.1.4 Dimensionarea stâlpilor 59
3.1.4.1 Secțiuni dreptunghiulare 59
3.1.4.2 Secțiuni circulare și inelare 65
3.2 Forța tăietoare 67
3.2.1 Determinarea forței tăietoare de calcul V_{Ed} 67
3.2.1.1 Grinzi simplu rezemate sau continue 67
3.2.1.2 Elemente structurale participante la preluarea forțelor seismice 69
3.2.2 Calculul la forță tăietoare 71
3.2.2.1 Etapele de calcul 71
3.2.2.2 Elemente care nu necesită armătură transversală din calcul ($V_{Ed} < V_{Rd,c}$) 72
3.2.2.3 Elemente care necesită armătură transversală din calcul ($V_{Ed} > V_{Rd,c}$) 73
3.2.3 Cazuri speciale de verificare a armăturilor transversale 77
3.2.3.1 Forfecarea între inima și placa grinzilor T 77
3.2.3.2 Verificări ale zonelor de contact dintre betoane turnate în etape diferite 79
3.2.3.3 Console scurte 81
3.2.3.4 Colțurile grinzilor frânte 84
3.2.3.5 Noduri de cadru 87
3.2.3.6 Încărcări aplicate pe înălțimea grinzii sau suspendate 88
3.2.3.7 Goluri în inima grinzilor 89
3.3 Torsiunea 92
3.3.1 Stabilirea secțiunii de calcul 92
3.3.2 Modelul de calcul la torsiune 93
3.3.3 Calculul armăturilor pentru preluarea torsiunii 94
3.4 Străpungerea 96
3.4.1 Perimetrul de control 96
3.4.2 Determinarea efortului de calcul v_{Ed} 97
3.4.3 Calculul la străpungere 100
3.4.3.1 Etapele de calcul 100
3.4.3.2 Capacitatea portantă la străpungere a plăcilor fără armătură specifică ($v_{Ed} < v_{Rd,c}$) 100
3.4.3.3 Capacitatea portantă la străpungere a plăcilor cu armătură specifică ($v_{Ed} > v_{Rd,c}$) 101
3.5 Încărcări locale 102
3.6 Verificarea în starea limită de oboseală 103
3.6.1 Eforturi pentru verificarea la oboseală 103
3.6.2 Procedeul de verificare a armăturilor 106
3.6.3 Procedeul de verificare a betonului 107

4. VERIFICAREA ÎN STĂRILE LIMITĂ DE EXPLOATARE 109
4.1 Limitarea eforturilor 109
4.2 Fisurarea 109
4.2.1 Controlul fisurării fără calcul direct 111

4.2.2 Calculul deschiderii fisurilor 113
4.3 Deformații 115
4.3.1 Verificarea fără calculul explicit 115
4.3.2 Verificarea săgeților prin calcul 116

5. REGULI DE ALCĂTUIRE CONSTRUCTIVĂ 119
5.1 Reguli generale pentru armare 119
5.1.1 Stratul de acoperire cu beton 119
5.1.1.1 Acoperirea minimă cu beton, c_{min} 119
5.1.1.2 Toleranțe admisibile în poziția armăturilor 119
5.1.2 Distanța dintre barele longitudinale 121
5.1.3 Ancorarea și înnădirea armăturilor pentru beton armat 121
5.1.3.1 Ancorarea armăturilor 122
5.1.3.2 Înnădirea armăturilor 122
5.1.4 Ancorarea și cuplarea armăturilor pretensionate 128
5.1.4.1 Ancorarea armăturilor preîntinse 132
5.1.4.2 Ancorarea armăturilor postîntinse 132
5.1.4.3 Cuplarea armăturilor pretensionate 133
5.2 Reguli de armare pentru elemente structurale 134
5.2.1 Plăci 134
5.2.1.1 Grosimi 134
5.2.1.2 Dispoziții privind armătura din încovoiere 134
5.2.1.3 Dispoziții privind armarea la forță tăietoare 135
5.2.1.4 Plăci tip dală 142
5.2.1.5 Realizarea golurilor în plăci 142
5.2.1.6 Armarea plăcilor frânte (rampa scări și podest) 145
5.2.1.7 Centuri 147
5.2.2 Grinzi 147
5.2.2.1 Forma și dimensiunile secțiunii transversale 148
5.2.2.2 Dispoziții constructive privind armarea longitudinală 148
5.2.2.3 Dispoziții constructive privind armarea transversală 149
5.2.2.4 Armarea la torsiune 153
5.2.2.5 Armarea de suprafață 155
5.2.2.6 Armarea în jurul golurilor 156
5.2.3 Stâlpi 157
5.2.3.1 Forma și dimensiunile secțiunii transversale 157
5.2.3.2 Armătura longitudinală de rezistență 157
5.2.3.3 Armătura transversală 158
5.2.4 Noduri de cadre 159
5.2.4.1 Tipuri de noduri monolite 162
5.2.4.2 Armarea colțului de cadru monolit 162
5.2.4.3 Armarea nodurilor superioare monolite 163
5.2.4.4 Armarea nodurilor de cadre etajate monolite 164
5.2.5 Pereți din beton armat (diafragme) 164
5.2.5.1 Forme și dimensiuni 169
5.2.5.2 Armarea pereților 169
5.2.5.3 Armarea riglelor de cuplare 170
5.2.5.4 Armarea intersecțiilor de pereți la rezervoare și bazine 175
5.3 Reguli suplimentare pentru. elemente și structuri prefabricate 176
5.3.1 Planșee 177
5.3.1.1 Elemente prefabricate de suprafață 177
5.3.1.2 Alcătuirea planșeelor 177

5.3.1.3 Decofrarea și montajul elementelor de suprafață 178
5.3.2 Grinzi 178
5.3.2.1 Forma și dimensiunile secțiunii transversale 178
5.3.2.2 Aparate de reazem 179
5.3.2.3 Montajul grinzilor prefabricate 180
5.3.3 Stâlpi 181
5.3.3.1 Forma și dimensiunile stâlpilor 181
5.3.3.2 Îmbinarea stâlpilor 182
5.3.3.3 Montajul stâlpilor 184
5.3.4 Noduri de cadru 184
5.3.4.1 Tipuri de noduri 184
5.3.4.2 Noduri articulate 184
5.3.4.3 Noduri rigide sau semirigide 187
5.3.5 Pereți 189
5.3.5.1 Forma elementelor prefabricate 189
5.3.5.2 Îmbinarea elementelor prefabricate 190
5.3.5.3 Decofrarea și montajul panourilor 192

6. PROTECȚIA ELEMENTELOR DE BETON ARMAT ȘI PRECOMPRIMAT ÎMPOTRIVA INCENDIILOR 193
6.1 Criterii de rezistență la incendiu 193
6.2 Aprecierea rezistenței la foc a unui element structural 194
6.2.1 Efectele incendiilor 194
6.2.2 Tabelele de calcul 196
6.2.2 Metode simplificate de calcul 201
6.3 Măsuri suplimentare de protecție împotriva focului la elementele din beton armat 206

7. EXEMPLU DE PROIECTARE PENTRU O STRUCTURĂ DIN BETON ARMAT 209
7.1 Planșeu curent din placă armată pe o direcție, grinzi secundare și principale 209
7.1.1 Date de proiectare 209
7.1.2 Alegerea materialelor 210
7.1.3 Predimensionarea secțiunilor de beton 211
7.1.4 Placa 212
7.1.4.1 Evaluarea acțiunilor 212
7.1.4.2 Calculul static 213
7.1.4.3 Dimensionarea armăturilor de rezistență 214
7.1.4.4 Ancorarea armăturilor 218
7.1.5 Grinda secundară (nervura) 223
7.1.5.1 Evaluarea acțiunilor 223
7.1.5.2 Calculul static 223
7.1.5.3 Dimensionarea armăturilor de rezistență 226
7.1.5.4 Determinarea rotirii θ_E 238
7.1.6 Grinda principală 241
7.1.6.1 Evaluarea acțiunilor 241
7.1.6.2 Calculul static 242
7.1.6.3 Dimensionarea armăturilor 246
7.1.6.4 Verificarea grinzii în stare limită de serviciu 255
7.1.7 Stâlpul central 260
7.1.8 Fundația 263
7.2 Planșeu curent din placă armată pe două direcții și grinzi 271

7.2.1 Date de proiectare 271
7.2.2 Placa 272
7.2.2.1 Evaluarea acțiunilor 272
7.2.2.2 Calculul static 273
7.2.2.3 Dimensionarea armăturilor de rezistență 274
7.2.3 Grinda transversală GR1-25x50 277
7.2.3.1 Evaluarea încărcărilor și calculul static 277
7.2.3.2 Dimensionarea armăturilor de rezistență 279
7.2.4 Grinda longitudinală GR2-25x45 290
7.2.4.1 Evaluarea încărcărilor și calculul static 290
7.2.4.2 Dimensionarea armăturilor de rezistență 291
7.2.4.3 Ancorarea armăturilor longitudinale și stabilirea lungimilor 295
7.3 Planșeu curent fără grinzi 297
7.3.1 Date de proiectare 297
7.3.2 Evaluarea acțiunilor 298
7.3.3 Proiectarea planșeului dală la moment încovoietor 298
7.3.3.1 Calculul static 298
7.3.3.2 Dimensionarea armăturilor de rezistență 300
7.3.4 Verificarea la străpungere 300
7.3.4.1 Stabilirea forței de străpungere V_{Ed} 300
7.3.4.2 Perimetrul de control 300
7.3.4.3 Capacitatea la străpungere a dalei fără armătură specifică 302
7.3.4.4 Calculul armăturilor transversale necesare la străpungere 303
7.3.4.5 Ancorarea armăturilor 305

ANEXE
I. CERINȚE DE DURABILITATE 309
I.1 Generalități 309
I.2 Clase de expunere 309
I.3 Cerințe minime la stabilirea compoziției betonului 312
II. MODELAREA GEOMETRICĂ LA ELEMENTELE STRUCTURALE 318
II.1 Definirea elementelor structurale 318
II.2 Determinarea lățimii efective a plăcii 318
II.3 Deschiderea efectivă a plăcilor și grinzilor 319
II.4 Reducerea momentelor pe reazeme 320
III. IMPERFECȚIUNI GEOMETRICE 323
IV. CRITERII PENTRU NEGLIJAREA EFECTELOR DE ORDINUL II 325
IV.1 Criterii pentru elemente izolate 325
IV.2 Criterii pentru structuri 328
V. METODE DE CALCUL AL EFECTELOR DE ORDINUL II SUB ÎNCĂRCĂRI AXIALE 329
V.1 Metoda generală de analiză 329
V.2 Metoda bazată pe rigiditatea nominală a elementului 329
V.3 Metoda bazată pe curbura nominală a elementului 330
VI. INSTABILITATEA LATERALĂ A GRINZILOR ZVELTE 332
VI.1 Fenomenul instabilității laterale 332
VI.2 Situații în care instabilitatea laterală se poate neglija 333
VI.3 Procedee de verificare 333
VI.4 Solicitările în reazem 341
VI.5 Legăturile de rigidizare 342
VII. STABILIREA FORȚEI DE PRECOMPRIMARE LIMITAREA EFORTURILOR UNITARE 343

VII.1 Forța de precomprimare 343
VII.2 Forța de pretensionare maximă 343
VII.3 Pierderi de tensiune 344
VII.3.1 Pierderi instantanee în cazul pretensionării prin preîntindere 344
VII.3.2 Pierderi instantanee în cazul precomprimării prin postîntindere 344
VII.3.2.1 Pierderi datorită deformației instantanee a betonului 344
VII.3.2.2 Pierderi datorită frecării 345
VII.3.2.3 Pierderi în ancoraje 345
VII.3.2.4 Pierderi datorită tratamentului termic 345
VII.3.3 Pierderi de tensiune dependente de timp în armături pre sau postîntinse 346
VII.4 Limitarea eforturilor unitare în beton 348
VIII. CALCULUL STATIC AL PLĂCILOR 348
VIII.1 Calculul în domeniul elastic 348
VIII.1.1 Plăci care lucrează după o singură direcție ($l_2/l_1>2$) 348
VIII.1.1.1 Plăci cu deschideri egale 348
VIII.1.1.2 Plăci cu deschideri neegale 348
VIII.1.2 Plăci care lucrează după două direcții ($l_2/l_1 \leq 2$) 348
VIII.1.2.1 Plăci cu deschideri egale 349
VIII.1.2.2 Plăci cu deschideri neegale 349
VIII.2 Calculul în domeniul plastic 349
VIII.2.1 Plăci care lucrează după o singură direcție 349
VIII.2.1.1 Plăci cu deschideri egale 349
VIII.2.1.2 Plăci cu deschideri neegale 350
VIII.2.2 Plăci care lucrează după două direcții 358
IX. CALCULUL STATIC AL GRINZILOR 358
IX.1 Calculul în domeniul elastic 358
IX.1.1 Grinzi cu deschideri egale 359
IX.1.2 Grinzi cu deschideri neegale 360
IX.2 Calculul în domeniul plastic 360
IX.2.1 Grinzi cu deschideri egale 361
IX.2.2 Grinzi cu deschideri neegale 362
X. ÎNNĂDIREA ARMĂTURILOR PRIN SUDARE 362
X.1 Înnădirea prin sudură cap la cap 362
X.2 Înnădirea prin suprapunere 362
X.3 Înnădirea cu plăci de ancorare 363
X.4 Înnădirea cu profile metalice 364
XI. CARACTERISTICILE PIESELOR DE ÎMBINARE PEIKKO 367
XII. APARATE DE REAZEM 367
XII.1 Dimensiunile aparatelor de reazem 368
XII.2 Ancorarea armăturilor în dreptul reazemelor 369
XIII. SISTEME DE RIDICARE 371
XIV. PLASE SUDATE 374
XV. CODURI DE FASONARE 377
XVI. ARMĂTURI ȘI LUNGIMI DE ANCORARE 379
XVII. CONSOLE METALICE TIP PEIKKO PENTRU REZEMAREA GRINZILOR SECUNDARE ȘI ELEMENTELOR DE PLANȘEU TT 380
BIBLIOGRAFIE 380

NOTAȚII PRINCIPALE

A	Acțiunea accidentală
A	Aria secțiunii transversale
A_c	Aria secțiunii transversale de beton
A_k	Aria de beton cuprinsă în interiorul liniei mediane a pereților subțiri
A_p	Aria secțiunii armăturilor pretensionate
A_s	Aria secțiunii armăturilor pentru beton armat
$A_{s,min}$	Aria secțiunii minime de armătură
A_{sw}	Aria armăturilor transversale
D_{Ed}	Indice de degradare datorită oboselii
E	Efect al acțiunilor
E_c, $E_{c(28)}$	Modulul de elasticitate tangent în origine (la un efort $\sigma_c = 0$) pentru un beton de masă volumică normală la 28 zile
$E_{c,eff}$	Modulul de elasticitate efectiv al betonului
E_{cd}	Valoarea de calcul a modulului de elasticitate al betonului
E_{cm}	Modulul de elasticitate secant al betonului
$E_c(t)$	Modulul de elasticitate tangent în origine ($\sigma_c = 0$) la timpul t pentru un beton de masă volumică normală
E_p	Valoarea de calcul a modulului de elasticitate al armăturilor pretensionate
E_s	Valoarea de calcul a modulului de elasticitate al armăturilor pentru beton armat
F_d	Valoarea de calcul a unei acțiuni
F_k	Valoarea caracteristică a unei acțiuni
G_k	Valoarea caracteristică a unei acțiuni permanente
I	Momentul de inerție al secțiunii de beton
K	Gradul de precomprimare al secțiunii de beton
M_{Ed}	Valoarea de calcul a momentului încovoietor
M_{ET}	Momentul încovoietor elastic
N_{Ed}	Valoarea de calcul a forței axiale
P	Forța de precomprimare
P_0	Forța inițială la extremitatea activă a armăturii pretensionate imediat după tensionare
P_f	Probabilitatea de cedare
P_s	Probabilitatea comportării sigure
Q_k	Valoarea caracteristică a unei acțiuni variabile
Q_{fat}	Valoarea caracteristică a încărcării de oboseală
R	Capacitatea portantă
S	Momentul static
T_{Ed}	Valoarea de calcul a momentului de torsiune
V_{Ed}	Valoarea de calcul a forței tăietoare aplicate
a	Distanță
a	Dată geometrică
Δa	Toleranță pentru datele geometrice
b	Lățimea totală a unei secțiuni transversale sau lățimea reală a tălpii unei grinzi în formă de T sau L
b_w	Lățimea inimii grinzilor în formă de T, I sau L
c	Stratul de acoperire cu beton
d	Diametrul
d	Înălțimea utilă a unei secțiuni transversale
d_g	Dimensiunea nominală a agregatului
d_m	Diametrul dornului de îndoire

d_{sl}	Diametrul armăturilor longitudinale
e	Excentricitatea
f_{bd}	Efortul unitar ultim de aderenţă
f_{cd}	Valoarea de calcul a rezistenţei la compresiune a betonului
f_{ck}	Valoarea caracteristică a rezistenţei la compresiune a betonului, măsurată pe cilindri la 28 de zile
f_{cm}	Valoarea medie a rezistenţei la compresiune a betonului, măsurată pe cilindri
f_{ctk}	Rezistenţa caracteristică la întindere directă a betonului
f_{ctm}	Valoarea medie a rezistenţei la întindere directă a betonului
f_{pk}	Rezistenţa caracteristică la întindere a armăturilor pretensionate
$f_{p0,1}$	Limita de elasticitate convenţională la o alungire reziduală de 0,1% a armăturilor pretensionate
$f_{p0,1k}$	Valoarea caracteristică a limitei de elasticitate convenţionale la o alungire reziduală de 0,1% a armăturilor pretensionate
$f_{0,2k}$	Valoarea caracteristică a limitei de elasticitate convenţionale la o alungire reziduală de 0,2 a armăturilor pentru beton armat
f_{tk}	Rezistenţa caracteristică la întindere a armăturilor pentru beton armat
f_y	Limita de curgere a armăturilor pentru beton armat
f_{yd}	Limita de curgere de calcul a armăturilor pentru beton armat
f_{yk}	Limita de curgere caracteristică a armăturilor pentru beton armat
f_{ywd}	Limita de curgere de calcul a armăturilor transversale
g	Funcţia de randament
h	Înălţimea totală a secţiunii transversale
h_f	Înălţimea plăcii
i	Raza de giraţie
k	Coeficient, factor
l	Lungime, deschidere
m	Masa
n	Coeficient de echivalenţă
r	Raza
$1/r$	Curbura într-o secţiune dată
t	Grosimea
t	Moment de timp considerat
t_0	Vârsta betonului în momentul aplicării încărcării
u	Perimetrul secţiunii transversale de beton a cărei arie este A_c
u, v, w	Componente ale deplasării unui punct
x	Înălţimea axei neutre
x, y, z	Coordonate
z	Braţul de pârghie al eforturilor interne
α_E, α_R	Coeficienţi de sensibilitate
γ_A	Coeficient parţial pentru acţiunile accidentale A
γ_C	Coeficient parţial pentru beton
γ_F	Coeficient parţial pentru acţiunile F
$\gamma_{C,fat}$	Coeficient parţial pentru oboseala betonului
$\gamma_{F,fat}$	Coeficient parţial pentru acţiunile de oboseală
γ_G	Coeficient parţial pentru acţiunile permanente G
γ_M	Coeficient parţial pentru proprietatea unui material, care ţine seama de incertitudinile asupra proprietăţii însăşi, asupra imperfecţiunilor geometrice şi asupra modelului de calcul utilizat
γ_P	Coeficient parţial pentru acţiunile asociate precomprimării P
γ_Q	Coeficient parţial pentru acţiunile variabile Q
γ_s	Coeficient parţial pentru armăturile pentru beton armat sau precomprimat

$\gamma_{s,fat}$	Coeficient parţial pentru armăturile pentru beton armat sau precomprimat sub încărcarea de oboseală
γ_f	Coeficient parţial pentru acţiuni, care nu ţin seama de incertitudini de model
γ_g	Coeficient parţial pentru acţiunile permanente, care nu ţine seama de incertitudini de model
γ_m	Coeficient parţial pentru proprietăţile unui material, numai incertitudinile asupra proprietăţii materialului fiind luate în considerare
δ	Increment/coeficient de redistribuire
ζ	Coeficient de reducere/coeficient de distribuire
ε_c	Deformaţia specifică la compresiune a betonului
ε_{c1}	Deformaţia specifică la compresiune a betonului corespunzătoare efortului unitar max. f_c
ε_{cu}	Deformaţia specifică ultimă a betonului la compresiune
ε_u	Deformaţie specifică a armăturilor pentru beton armat sau pretensionate sub efort unitar maxim
ε_{uk}	Valoarea caracteristică a deformaţiei specifice a armăturilor pentru beton armat sau pretensionate sub efort unitar maxim
$\theta_{pl,d}$	Rotirea plastică admisă
θ_s	Rotirea elementului sub încărcările de calcul
λ	Coeficient de zveltețe
μ	Valoarea relativă a momentului încovoietor de calcul
μ	Coeficient de frecare între armăturile pretensionate şi canelele lor
μ_g	Valoarea medie a unei variabile aleatoare
ν	Coeficientul lui Poisson
ν	Coeficient de reducere a rezistenţei betonului fisurat la forţă tăietoare
ξ	Raportul între capacitatea de aderenţă a armăturilor pretensionate şi capacitatea de aderenţă a armăturilor de beton armat
ξ	Poziţia relativă a axei neutre
ρ	Masă volumică a betonului uscat în etuvă, în kg/m^3
ρ_{1000}	Valoarea pierderii prin relaxare (în %), la 1000 de ore după tensionare, la o temperatură medie de 20° C
ρ_l	Coeficientul de armare longitudinală
ρ_w	Coeficientul de armare transversală
σ_c	Efort unitar de compresiune în beton
σ_{cp}	Efort unitar de compresiune în beton datorită unei forţe axiale sau precomprimării
σ_{cu}	Efort unitar de compresiune în beton corespunzând deformaţiei ultime la compresiune ε_{cu}
σ_g	Abaterea variabilei aleatoare g
τ	Efortul unitar tangenţial
ϕ	Diametrul unei bare de armătură sau al canalului de cablu de precomprimare
ϕ_n	Diametru echivalent al unui pachet de bare
$\varphi(t,t0)$	Coeficient de fluaj, definind fluajul între timpii t şi t0, în raport cu deformaţia elastică la 28 de zile
$\varphi(\infty,t0)$	Valoare finală a coeficientului de fluaj
ψ	Coeficienţi care definesc valorile reprezentative ale acţiunilor variabile
ω	Coeficient

1. CONCEPTUL GENERAL DE PROIECTARE

1.1 Reglementări tehnice europene pentru structuri din beton

În conformitate cu *Directiva pentru Produse de Construcții* **CPD**, un produs de construcții poate fi folosit în Uniunea Europeană numai dacă răspunde mai multor cerințe care se referă la: rezistență și stabilitate, siguranță în caz de incendiu, igienă, sănătate și mediu, siguranță în exploatare, protecția împotriva zgomotului și respectiv la economia energiei și conservarea căldurii.

Eurocodurile reprezintă un grup de norme pentru calculul structurilor din domeniul construcțiilor civile și industriale. Aceste norme sunt folosite ca documente de referință pentru a dovedi că lucrările de inginerie civilă și clădirile satisfac cerințele **CPD**, respectiv ca un cadru pentru armonizarea actelor normative folosite la realizarea produselor de construcții.

În continuare se prezintă lista principalelor Standardele Europene **EN** utilizate la proiectarea structurilor din beton, beton armat și beton precomprimat.

EN 1990 (EC0) BAZELE PROIECTĂRII STRUCTURILOR.

EN 1991 (EC1) ACȚIUNI ÎN CONSTRUCȚII
- *EN 1991-1-1* *Acțiuni generale. Densități, greutatea proprie și încărcările utile pentru clădiri.*
- *EN 1991-1-2* *Acțiuni generale. Acțiuni asupra structurilor expuse la foc.*
- *EN 1991-1-3* *Acțiuni generale. Acțiuni din zăpadă.*
- *EN 1991-1-4* *Acțiuni generale. Acțiuni din vânt.*
- *EN 1991-1-5* *Acțiuni generale. Acțiuni termice.*
- *EN 1991-1-6* *Acțiuni generale. Acțiuni în timpul execuției.*
- *EN 1991-1-7* *Acțiuni generale. Acțiuni accidentale din impact și explozie.*
- *EN 1991-2* *Acțiuni din circulația pe poduri.*
- *EN 1991-3* *Acțiuni din poduri rulante și instalații.*
- *EN 1991-2* *Acțiuni pe silozuri și rezervoare.*

EN 1992 (EC2) PROIECTAREA STRUCTURILOR DIN BETON.
- *EN 1992-1-1* *Reguli generale și reguli pentru clădiri.*
- *EN 1992-1-2* *Reguli generale. Proiectarea structurilor la foc.*
- *EN 1992-2* *Poduri din beton.*
- *EN 1992-3* *Structuri pentru reținerea și înmagazinarea lichidelor.*

EN 1997 (EC7) PROIECTAREA GEOTEHNICĂ.

EN 1998 (EC8) PROIECTAREA SEISMICĂ A CONSTRUCȚIILOR.
- *EN 1998-1* *Reguli generale, acțiunea seismică și reguli pentru clădiri.*
- *EN 1998-2* *Poduri.*
- *EN 1998-3* *Consolidarea și menținerea clădirilor.*
- *EN 1998-4* *Silozuri, rezervoare și conducte.*
- *EN 1998-5* *Fundații și aspecte geotehnice.*
- *EN 1998-6* *Turnuri.*

Eurocodurile de mai sus conțin toate regulile generale de proiectare atât pentru structurile și elementele tradiționale cât și pentru cele de concepție nouă. Pentru proiectarea unor structuri cu forme speciale sau pentru situații de proiectare mult diferite de cele obișnuite se vor utiliza alte reguli fundamentate teoretic și verificate practic.

Totodată conceptul de standardizare europeană realizează interfața între proiectare, execuție și materialele utilizate (de exemplu compoziția și producerea betonului etc.).

În anul 2000, au apărut standardul pentru cimenturi european şi standardul european pentru beton. Ambele norme au fost adoptate şi în România. Au fost elaborate norme europene şi pentru oţeluri, dar şi pentru elemente prefabricate şi executarea structurilor din beton.

EN 197	*Ciment: compoziţie, specificaţii şi criterii de conformitate ale cimenturilor uzuale.*
EN 206	*Beton: proprietăţi, preparare, punere în operă, condiţii de calitate.*
EN 10080	*Oţel beton. Oţelul sudabil. Generalităţi.*
EN 10138	*Oţel pentru precomprimare.*
EN 13369	*Elemente prefabricate din beton. Reguli generale.*
EN 13670	*Executarea structurilor din beton.*

În codurile EN, aliniatele marcate cu o cifră urmată de litera P sunt considerate principii de bază fără alternative, iar cele numerotate în paranteză sunt reguli de utilizare (conforme cu principiile de bază).

În locul regulilor de utilizare enunţate se pot folosi şi alte reguli, dacă se demonstrează că sunt conforme cu principiile de bază şi conferă structurilor siguranţă mecanică, de utilizare şi durabilitate cel puţin egală cu cea din Eurocoduri.

Eurocodurile se pot utiliza în fiecare ţară pe baza *Documentului Naţional de Aplicare* **NAD** care conţine textul complet editat de către *Comisia Europeană de Standardizare* **CEN** (împreună cu toate anexele) precedate eventual de o pagină cu titlul normei şi o prefaţă naţională, iar la urmă o anexă naţională.

Anexa naţională poate conţine doar informaţii despre acei parametri care au fost lăsaţi deschişi în Eurocod în funcţie de situaţia naţională, cunoscuţi ca parametri definiţi naţional (NDP), şi care pot fi folosiţi pentru proiectarea clădirilor şi lucrărilor inginereşti din ţara respectivă. Aceşti parametri pot fi:

- valori şi clase pentru care se dau alternative în Eurocoduri;
- valori pentru care în Eurocod se dă doar un simbol;
- date specifice fiecărei ţări (geografice, climatice etc.) de exemplu: zonarea la zăpadă;
- procedura care se poate folosi acolo unde se dau proceduri alternative în Eurocod;
- detalii despre aplicarea unor anexe informative;
- referinţe la informaţii complementare (non-contradictorii) pentru a ajuta la aplicarea Eurocodului.

Pentru că trebuie să existe concordanţă între specificaţiile tehnice armonizate pentru produse de construcţii (Agrement Tehnic European ETA) şi regulile tehnice pentru lucrări de construcţii (EN), toate informaţiile care însoţesc **CE** (Marcajul European de Conformitate) a unui produs (de exemplu un element prefabricat) trebuie să menţioneze în mod clar care sunt parametri definiţi naţional ce au fost luaţi în considerare.

Dacă EN-urile sunt utilizate la elaborarea unor specificaţii tehnice pentru produse de construcţii nu este posibilă folosirea unor reguli de utilizare alternative datorită marcajului CE.

Programul de eliberare a normelor europene conţine o serie de standarde pentru elemente prefabricate din beton numite standarde de produs:

EN 1168	*Fâşii cu goluri.*
pr.EN 12794	*Piloţi.*
EN 12843	*Stâlpi pentru antene.*
EN 13224	*Elemente de planşeu cu nervuri.*
EN 13225	*Elemente structurale liniare.*
EN 13693	*Elemente speciale de acoperiş.*
pr.EN 13747	*Plăci pentru sisteme de planşeu.*
pr.EN 13978	*Garaje din elemente de beton precomprimat.*
pr.EN 14843	*Scări.*
pr.EN 14991	*Elemente de fundaţii.*

pr.EN 14992 *Elemente pentru pereţi. Performanţa şi proprietăţile produselor.*

Notaţia pr. înaintea normei arată că acel standard este încă în varianta de proiect (înainte de redactarea finală).

1.2 Scopul şi cerinţele proiectării

1.2.1 Scopul proiectării

Scopul general al proiectării este acela de a asigura, cu o probabilitate acceptabilă, ca structura proiectată să se comporte satisfăcător pe durata de viaţă programată.

După determinarea stării de solicitare şi deformare a unei structuri sub efectul tuturor acţiunilor care pot să intervină în timpul execuţiei sau a exploatării ei, urmează etapa de dimensionare şi alcătuirea elementelor structurale.

În proiectare pot să apară două situaţii de calcul:

- *dimensionarea unei structuri*, cu scopul determinării dimensiunilor secţiunilor de beton şi a cantităţii de armătură; această determinare se poate face pe de o parte prin calcul, pe de altă parte prin aplicarea unor prescripţii constructive care ţin seama de aspectele ce nu sunt reflectate în calcul;
- *evaluarea capacităţii portante* a unei structuri cu alcătuirea cunoscută (dimensiunile secţiunii de beton şi armarea elementelor); în acest caz se determină în general efortul secţional capabil.

1.2.2 Cerinţe fundamentale

Cerinţa fundamentală faţă de o structură de rezistenţă este aceea de a poseda suficientă siguranţă mecanică, parametrul de care depinde însăşi viaţa şi integritatea persoanelor care folosesc construcţia respectivă.

De aici rezultă că rolul principal al unui proiectant este să evite eventualele defecte sau cedări prin luarea următoarelor măsuri inginereşti:

- eliminarea sau reducerea riscurilor la care structura poate fi supusă;
- alegerea unei forme structurale care are o sensibilitate redusă la riscurile considerate;
- alegerea unei forme structurale care să poată suporta eliminarea accidentală a unui element sau apariţia unor deteriorări locale acceptabile;
- evitarea sistemelor structurale care pot ceda fără preaviz;
- legarea elementelor structurale între ele.

1.2.3 Cerinţe de durabilitate

O cauză care a condus la comportarea inadecvată în timp a construcţiilor a fost şi cea a considerării betonului ca un material durabil în sine, fără să fie necesar să se ia măsuri speciale. În aceste condiţii, proiectanţii de structuri au tendinţa să se ocupe doar de caracteristicile de rezistenţă ale betonului. Eurocodurile pun un accent deosebit pe asigurarea *durabilităţii construcţiilor*. Măsurile pentru asigurarea duratei de viaţă depind de condiţiile de mediu şi de importanţa construcţiei.

Condiţiile de mediu reprezintă toate acţiunile chimice, fizice şi biofizice la care construcţiile sunt expuse şi care nu sunt luate în considerare ca acţiuni în proiectare. Se pot defini, pe lângă condiţiile de macroclimat în care se află întreaga construcţie şi condiţiile de microclimat, din imediata vecinătate a suprafeţei elementului considerat. Poziţia elementelor în structură (verticală sau orizontală, supra - sau subterană), expunerea la soare, vânt şi ploaie, pot determina condiţii de microclimat mult diferite.

Durabilitatea betonului nu este o caracteristică absolută. Un beton poate fi proiectat să fie durabil în anumite condiţii de mediu, utilizarea lui putând fi inadecvată la schimbarea acestor

condiții. Din această cauză este necesar ca betonul să fie proiectat inclusiv din punct de vedere al compoziției în funcție de condițiile de mediu de exploatare (Anexa I).

1.3 Durata de viață proiectată

Pentru fiecare construcție trebuie să existe o perioadă minimă de serviciu, exprimată în ani, perioadă în care nu este nevoie de nici o reparație majoră pentru menținerea stării tehnice a ei.

Perioada de serviciu este de fapt durata de viață proiectată (T) a construcției, și se obține din tabelul 1.1 în funcție de importanța sa.

Tabelul 1.1 Clasificarea construcțiilor în funcție de durata de viață proiectată

Clasa	Durata de viață prescrisă (ani)	Exemple
1	10	Structuri provizorii
2	10-25	Elemente structurale care se pot schimba pe durata de viață (de exemplu calea de rulare și elemente de fixare ale podurilor rulante).
3	15-30	Construcții agricole și construcții asemănătoare
4	50	Construcții obișnuite
5	100	Construcții foarte importante,(de exemplu: monumentele, podurile etc.).

Pe durata de viață proiectată T:

$$0 \le t \le T \tag{1.1}$$

a unei structuri este valabilă relația (fig. 1.1):

$$\text{Prob}\,[R_{(t)} - E_{(t)} = \Delta_{RE}(t) \ge 0] \ge P_s \tag{1.2}$$

în care $P_s = 1 - P_f$ reprezintă probabilitatea comportării sigure (reliabilitatea) și P_f probabilitatea de cedare, iar $E(t)$ este efectul acțiunii și $R(t)$ este răspunsul structurii la timpul t. În figura 1.1 E și R sunt reprezentate prin distribuțiile lor statistice.

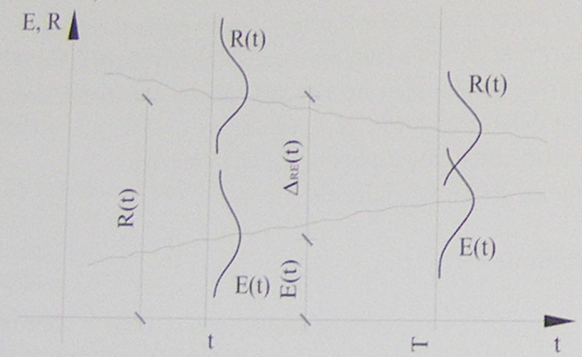


Figura 1.1 Variația în timp a capacității portante (R) și a solicitărilor (E)

La structurile din beton armat se poate neglija reducerea capacității portante pentru $T \le 50$ ani, ținând cont de:

- creșterea în timp a rezistenței betonului;
- stratul de acoperire cu beton prevăzut;
- limitarea deschiderii fisurilor;
- prevederea unor pelicule de protecție ulterioare.

Pentru o durată de viață proiectată mai mare de $T > 50$ ani, în general se va ține cont de o eventuală reducere a capacității portante.

Trebuie precizat că după trecerea duratei de viață proiectată structura nu își pierde imediat capacitatea portantă sau nu devine inutilizabilă. În cele mai multe cazuri numai cheltuielile de întreținere vor crește.

1.4 Siguranța optimă sau riscul acceptabil

La proiectarea și realizarea oricărei construcții se urmărește obținerea următoarelor calități: o bună funcționalitate, siguranță ridicată în exploatare, consum minim de materiale și manoperă, cost total cât mai redus și posibilitatea de exploatare cu cheltuieli minime.

Prevederea unui nivel de siguranță ridicat ar însemna în primul rând sporirea rezervei de capacitate portantă, dar și o creștere a cheltuielilor materiale inițiale, pe de altă parte dacă s-ar urmării realizarea unei structuri de rezistență cu cheltuieli de investiții nerațional de reduse, ar apărea în mod inevitabil defecte ca fisuri deschise peste limita maximă admisibilă, deformații mai mari decât cele acceptate de exploatarea optimă etc. Prezența acestor defecte impun cheltuieli mari de remediere și întreținere.

Prin urmare, cheltuielile totale necesare pentru menținerea unei construcții (fig.1.2), se compun din cheltuielile inițiale (C_0) și cheltuielile de întreținere (C_1).

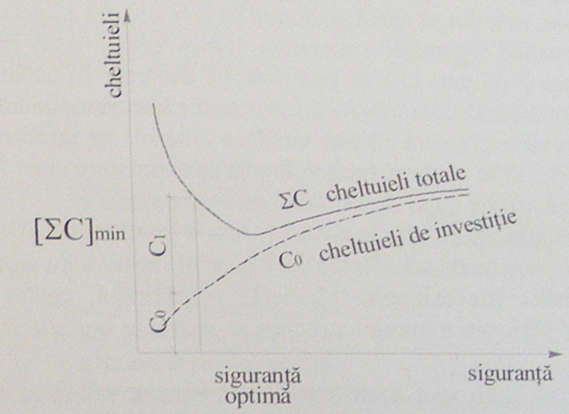


Figura 1.2 Siguranța optimă într-o formulare simplistă

În cheltuielile de întreținere C_1 se poate introduce și cheltuielile datorate unor eventuale cedări.

$$C_1 = C_{1,1} + P_f \cdot C_{1,2} \tag{1.3}$$

unde: $C_{1,1}$ – cheltuielile efective de întreținere;

$C_{1,2}$ – reprezintă cheltuielile datorate pierderilor materiale și umane la o eventuală cedare a structurii cu probabilitatea P_f.

Siguranța optimă cu un risc acceptabil de cedare ($P_{f,opt}$) se obține atunci când valoarea totală a cheltuielilor generalizate este minimă $[\Sigma C]_{min}$.

Prin stabilirea siguranței optime nu se obține o siguranță *absolută* a structurii decât se tinde către o *siguranță suficientă.*

Siguranța suficientă reprezintă acea capacitate a structurii care pe parcursul duratei de viață proiectată asigură o utilizare corespunzătoare construcției. Cu cât nivelul de asigurare este mai mare cu atât probabilitatea de cedare este mai mică și siguranța structurii este mai mare.

Mărimea siguranței optime sau altfel spus riscul acceptabil de cedare $P_{f,opt}$, diferă pentru fiecare structură în parte, dar poate să difere și pentru părțile componente ale sale.

La nivelul societății civile valorile riscului de cedare (P_f), pentru o perioadă de referință 1 an, se poate clasifica astfel:

- $P_f \le 10^{-3}$ inacceptabil;
- $P_f = 10^{-3} \ldots 10^{-7}$ acceptabil;
- $P_f > 10^{-7}$ neglijabil.

Valorile probabilităților de pierdere a capacității portante (cedare), din interiorul domeniului acceptabil, se pot diferenția în funcție de importanța construcției, după cum urmează:

– $P_f = 10^{-6}...10^{-7}$ construcții de importanță deosebită;
– $P_f = 10^{-4}...10^{-6}$ construcții de importanță normală;
– $P_f = 10^{-3}...10^{-4}$ construcții de importanță redusă.

Este bine de știut că la o proiectare mai curajoasă, adică la prevederea unui siguranțe mai mici decât cea optimă, crește și riscul de cedare peste valoarea optimă sau de cele mai multe ori se reduce durata de viață proiectată.

1.5 Aplicarea condiției de siguranță la studiul structurilor

1.5.1 Stabilirea unor stări limită

Elementul cel mai important în evoluția metodelor de calcul al construcțiilor îl constituie filozofia conceptului de siguranță.

Pentru a garanta un grad de siguranță corespunzător la proiectare trebuie luate în considerare toate situațiile periculoase, care pot să apară pe durata de serviciu (T) a unei construcții.

Abordarea problematicii siguranței structurilor numai prin prisma riscului de cedare sau a capacității portante optime (vezi pct. 1.4) nu este posibilă deoarece în unele cazuri structura devine nepotrivită pentru utilizare datorită unor modificări structurale (de exemplu deformații exagerate etc.).

Pentru a demonstra că o structură nu mai satisface criteriile de performanță pentru care a fost concepută, este mai potrivit să se studieze probabilitatea apariției unor *stări limită*, fizic posibile, iar dimensiunile structurale să rezulte după starea limită mai defavorabilă.

În funcție de particularitățile pe care le prezintă, stările limită se clasifică în două categorii:

– stări limită ultime sunt acele stări limită care sunt în legătură cu siguranța oamenilor și/sau siguranța structurilor (de exemplu: pierderea echilibrului, cedări prin rupere sau prin deformații a unor părți sau a întregii structuri și oboseala sau alte distrugeri dependente de timp etc.);
– stări limită ale exploatării sunt acele stări limită care se referă la comportarea normală a structurilor sau sunt în legătură cu starea de confort al utilizatorilor, dar și cu aspectul exterior al construcțiilor (de exemplu deformații, fisuri și vibrații excesiv de mari sau probleme de durabilitate etc.).

1.5.2 Gestionarea siguranței structurale

La stabilirea nivelului de siguranță acceptabilă la o structură se vor lua în considerare următoarele aspecte:

– cauza și/sau modul de depășire a stării limită;
– consecințele vitale și economice ale unei eventuale cedări;
– repulsia publică față de o cedare;
– cheltuielile suplimentare pentru reducerea riscului de cedare.

Se pot utiliza diferite niveluri de siguranță pentru diferite stări limită. Încadrarea într-un nivel de siguranță se poate efectua prin clasificarea întregii structuri și/sau a unor părți structurale.

Nivelul de siguranță acceptabilă pentru capacitatea portantă și comportarea în exploatare a unei structuri se pot obține în general, prin două căi:

a) printr-un calcul adecvat și măsuri de proiectare;
b) prin luarea unor măsuri de verificare a calității atât în execuție cât și în proiectare.

Evident că aceste măsuri se pot utiliza cel mai eficient în combinație:

– măsuri privind calculul de rezistență (alegerea valorilor reprezentative ale acțiunilor și alegerea coeficienților de siguranță parțiali);
– măsuri privind procesul de proiectare (cerințe fundamentale, integritatea și robustețea structurală, alegerea duratei de viață proiectată, durabilitatea, nivelul și calitatea acțiunilor posibile ale mediului înconjurător și ale terenului de fundare, precizia modelelor mecanice utilizate, reguli de alcătuire);

– măsuri preventive și de protecție (de exemplu măsuri de protecție active și pasive împotriva incendiilor sau coroziunii etc.);
– măsuri privind reducerea greșelilor umane atât în proiectare cât și în execuție;
– măsuri privind asigurarea calității;
– o execuție eficientă;
– efectuarea tuturor verificărilor prevăzute în proiect privind execuția lucrărilor.

Pentru stabilirea nivelului de siguranță (referitor la capacitatea portantă) construcțiile și structurile se pot încadra în clase de risc în funcție de pagubele care apar în urma unei cedări, adică pierderi sau accidentări umane și consecințele economice, sociale și de mediu (tab. 1.2). Se observă o similitudine între clasele de risc și importanța construcției (vezi pct. 1.4).

Pentru cele trei clase de risc CC1...CC3 din tabelul 1.2, corespunde câte un grad de asigurare RC1...RC3.

În EN 1990 sunt prezentate, cu titlu informativ, două modalități pentru obținerea nivelului de asigurare la structuri în proiectare în funcție de:

– coeficientul de comportare sigură β;
– coeficientul suplimentar de siguranță γ_{FI}.

Tabelul 1.2 Încadrarea în clasa de risc

Încadrare în clasă de risc	Consecințe	Exemple de structuri
CC3	Risc mare în pierderi de vieți omenești și consecințe economice, sociale și de mediu foarte mari.	Tribune și săli cu aglomerări de oameni (de exemplu sală de concerte)
CC2	Risc mediu în pierderi de vieți omenești și consecințe economice, sociale și de mediu considerabile.	Clădiri de locuit și birouri sau alte clădiri civile
CC1	Risc mic în pierderi de vieți omenești și consecințe economice, sociale și de mediu mici sau neglijabile.	Construcții agricole, în care de obicei nu se află oameni (de exemplu: depozite, sere).

În tabelul 1.3 sunt trecute valorile minime ale coeficientului β pentru cele trei grade de asigurare în funcție de perioada de referință.

Tabelul 1.3 Coeficientul de comportare sigură β pentru capacitate portantă

Gradul de asigurare	Valoarea minimă a lui β	
	Perioadă de referință 1 an	Perioadă de referință 50 ani
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Pentru obținerea nivelului de siguranță acceptabil dorit se pot utiliza coeficienți suplimentari atât la acțiuni (tab. 1.4) cât și la rezistențele materialelor (folosiți mai rar). Această metodă este utilizată în prezent de normele românești în calcule seismice.

Tabelul 1.4 Coeficienți suplimentari γ_{FI} pentru acțiuni

Coeficientul	Gradul de asigurare		
	RC1	RC2	RC3
γ_{FI}	0,9	1,0	1,1

Nivelul de asigurare stabilit pentru o structură de rezistență se poate realiza în primul rând prin aplicarea reglementărilor de proiectare cuprinse în EN 1990 ... EN 1999, dar și prin prevederea unor măsuri de asigurare a calității și eliminării unor posibile greșeli umane atât în proiectare cât și în execuție.

În EN 1990 au fost stabilite trei clase de verificare care sunt în concordanță cu nivelului de siguranță (conform tab. 1.2 respectiv tab. 1.3):

- DSL 3 (RC3) – verificarea de către un verificator independent de firma de proiectare;
- DSL 2 (RC2) – verificarea de către un verificator din cadrul firmei de proiectare, dar independent de proiectantul responsabil;
- DSL 1 (RC1) - verificare de către proiectant (autoverificare).

Pe lângă verificările de mai sus se pot aplica și alte măsuri ca de exemplu clasificarea după nivelul de competență al proiectanților și organelor de verificare.

În EN 1990 ca alternativă la asigurarea nivelului de verificare acceptă și stabilirea unor metode care permit verificarea amănunțită a tipului și mărimea acțiunilor sau aplicarea unor sisteme active și pasive de verificare și limitare ale acestor acțiuni (de exemplu: limitarea grosimii stratului de zăpadă pe acoperișuri și metode de îndepărtare în cazul depășirii acestor limite).

Verificările obligatorii la fața locului a execuției sunt clasificate astfel:

- IL 3 (RC3) – verificare independentă;
- IL 2 (RC2) – verificare în cadrul firmei de execuție;
- IL 1 (RC1) – autoverificare.

După cum se observă verificările pe șantier (IL) sunt în concordanță cu gradul de asigurare (RC).

1.5.3 Metodele de calcul

Metodele de calcul utilizate în practica de proiectare pentru obținerea siguranței structurale folosesc coeficienți de siguranță cu care se limitează efectele datorate nesiguranțelor care apar la determinarea parametrilor care intervin în calcule, dar au fost elaborate și metode fără coeficienți de siguranță.

Inițial s-a utilizat un singur coeficient de siguranță care cu timpul a fost divizat și a apărut metoda coeficienților de siguranță parțiali.

O analiză probabilistă completă a unui structuri ar necesita cunoașterea legilor statistice de distribuție ale acțiunilor și deformațiilor impuse (contracția și curgerea lentă a betonului, variațiile de temperatură, denivelările de reazeme, precomprimarea etc.), a legilor de distribuție a solicitărilor produse de aceste acțiuni, precum și cunoașterea variabilității proprietăților fizico-mecanice a materialelor, a dimensiunilor geometrice ale secțiunilor și structurilor etc.

În cadrul unei metode probabilistice de calcul se poate proceda în felul următor:

- se determină riscul de depășire a unei stări limită (sau nivelul de comportare sigură a structurii) și se compară cu o valoare acceptabilă sau
- se determină capacitatea portantă necesară în funcție de nivelul riscului acceptabil și se verifică realizarea cerințelor minime ale stărilor limită; această variantă se mai numește și metoda de analiză a comportării sigure (de fapt metoda se bazează pe coeficienții parțiali de siguranță într-un mod mascat).

În prezent se utilizează metoda coeficienților de siguranță parțiali dar pentru a putea folosi în viitor un calcul probabilist, în EN 1990 au fost introduse și bazele unei metode de „analiză a comportării sigure" (analiza reliabilității).

Valorile coeficienților de siguranță parțiali γ și a coeficienților de simultaneitate ψ, se pot stabili în două moduri:

- prin valorificarea experiențelor acumulate în timp (în Eurocodurile actuale se utilizează acest principiu la majoritatea coeficienților);
- prin prelucrarea statistică a datelor obținute experimental sau prin observații (în general se va utiliza o metodă probabilistă în cadrul unei analize de comportare sigură).

Indiferent dacă se utilizează metoda a doua sau în combinație cu prima metodă determinarea coeficienților de siguranță parțiali se face în așa fel ca nivelul de siguranță obținut pentru o structură să fie cât mai aproape de coeficientul de comportare sigură β preconizat (vezi pct. 1.5.2).

În EC0 sunt precizate două metode pentru determinarea coeficienților parțiali în cadrul unei analize de comportare sigură (fig. 1.3):

- o analiză probabilistă completă (nivelul III);
- o metodă primară de analiză a comportării sigure denumită FORM (nivelul II).

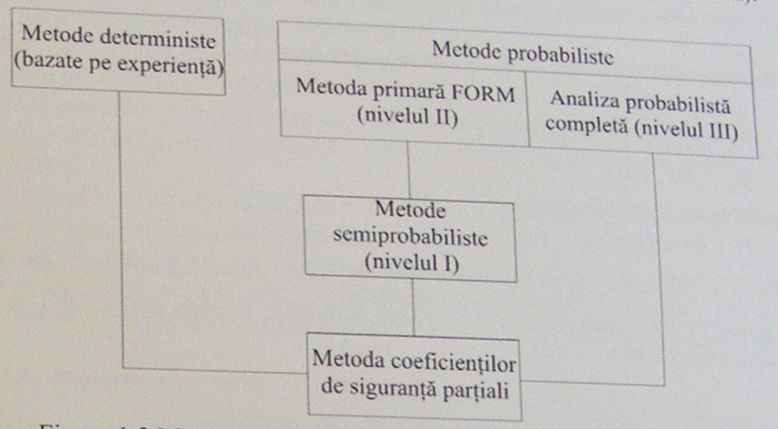


Figura 1.3 Metode pentru obținerea comportării sigure a structurilor

În general atât la metoda de nivelul II cât și la cea de nivelul III gradul de asigurare al siguranței, la o structură, se obține cu probabilitatea de comportare sigură $P_s=(1-P_f)$, unde P_f este probabilitatea de cedare pentru o perioadă de referință.

Dacă probabilitatea de cedare este mai mare decât o valoare stabilită ca admisibilă P_0 (o valoare din intervalul acceptabil prezentat la punctul 1.4), atunci se consideră că structura respectivă nu prezintă o siguranță suficientă.

Probabilitatea de cedare P_f și coeficientul de comportare sigură β corespunzătoare sunt mărimi imaginare, pentru că nu reprezintă neapărat un număr real de cedări decât valori de comparație larg acceptate și prevăzute în norme.

În Eurocodurile viitoare pentru determinarea coeficienților de siguranță parțiali se va utiliza o metodă semiprobabilistică (nivel I) obținută dintr-o metodă probabilistă de nivelul II. Un exemplu îl reprezintă metoda de proiectare ajutată de încercări experimentale prezentată informativ în EC 1990.

1.6 Semnificația coeficientului de comportare sigură β

Coeficientul β reprezintă exprimarea valorică a siguranței structurale și are o importanță deosebită într-o proiectare modernă a structurilor.

Legătura între coeficientul de comportare sigură și probabilitatea de cedare se prezintă în tabelul 1.5.

Tabelul 1.5 Legătura dintre β și P_f

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Dacă R reprezintă funcția capacității portante, iar E funcția de solicitare, atunci funcția de randament g se poate exprima cu relația.

$$g = R - E \tag{1.4}$$

unde R, E și g sunt variabile aleatoare (probabilistice).

Probabilitatea de cedare P_f se poate exprima prin funcția de randament g în felul următor (figura 1.4):

(1.5)

$$P_f = \text{Prob}\,(g \le 0)$$

Dacă funcția g are o repartiție normală coeficientul de comportare sigură β se poate exprima cu raportul: (1.6)

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g}$$

unde μ_g este valoarea medie, iar σ_g abaterea variabilei g. (1.7)

$$g < \sigma_g = \sqrt{\sigma_E^2 + \sigma_R^2}$$

Relația (1.6) poate fi pusă sub forma: (1.8)

$$\mu_g - \beta\sigma_g = 0$$

iar probabilitatea de cedare devine: (1.9)

$$P_f = Prob(g \le \mu_g - \beta\sigma_g)$$

În figura 1.4 termenii α_E și α_R au valori $|\alpha| \le 1$ și poartă denumirea de coeficienți de sensibilitate. Valoarea lui α este negativă în cazul acțiunilor în sens defavorabil și este pozitivă pentru rezistențele materialelor.

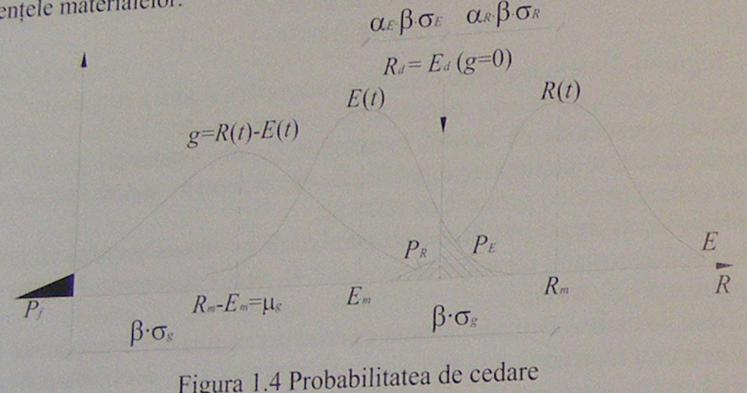


Figura 1.4 Probabilitatea de cedare

Dacă $g > 0$ cedarea structurii nu intervine. Această siguranță a structurii, în mod practic, se poate obține dacă coeficientul de comportare sigură β este mai mare decât o valoare prescrisă.

Valorile minime ale coeficientului de comportare sigură β pentru diferite stări limită și pentru o perioadă de referință de 1 an respectiv 50 ani se prezintă în tabelul 1.6. Valorile trecute în tabel corespund unui grad de asigurare RC2.

Tabelul 1.6 Valorile minime ale coeficientului de comportare sigură β pt. diferite stări limită și RC2

Starea limită	Valoarea coeficientului β	
	Perioada de referință 1 an	Perioada de referință 50 ani
Capacitate portantă	4,7	3,8
Oboseală		1,5 - 3,8
Exploatare	2,9	1,5

1.7 Metoda coeficienților de siguranță parțiali (metoda stărilor limită)

1.7.1 Stări limită

Stările limită ale elementelor din beton armat sunt grupate în două categorii și anume:

a). Stările limită **ultime** sunt:
- pierderea echilibrului parțial sau total al unei structuri fără depășirea rezistenței materialelor (EQU);
- cedarea prin rupere sau exces de deformații (STR);

- cedarea prin rupere sau deformație a stratului de fundare dacă rezistența pământului sau a rocii de fundare are un rol important în capacitatea portantă (GEO);
- distrugeri datorită oboselii sau altor acțiuni dependente de timp (FAT).

b). Stările limită **de exploatare** sunt:
- deformații ori deplasări care afectează aparent ori efectiv utilizarea structurii, care cauzează avarii elementelor de finisaj sau nestructurale;
- vibrații care cauzează disconfort oamenilor, distrugerea structurii sau construcției în ansamblu ori limitări ale funcționării normale;
- fisuri ale betonului care afectează durabilitatea, permeabilitatea sau/și aspectul;
- degradări ale betonului în prezența unei coroziuni agresive care conduc la micșorarea durabilității.

Trebuie făcută o distincție între stările limită de exploatare reversibile și ireversibile (dacă efectele nu dispar odată cu dispariția acțiunilor).

În practică, se efectuează un calcul detaliat la starea limită cea mai periculoasă (pentru majoritatea construcțiilor, aceasta este starea limită de rezistență), iar pentru celelalte, se recurge doar la verificări prin calcule aproximative, sau se adoptă măsuri de alcătuire constructivă.

1.7.2 Situații de proiectare

Verificările la stările limită trebuie făcute în următoarele situații de proiectare:
- *situații persistente* corespunzând condițiilor normale de exploatare ale construcției;
- *situații tranzitorii* (de exemplu execuție sau reparații);
- *situații extraordinare* (de exemplu foc, explozie, ciocnire sau consecințele unor degradări locale);
- *situații de proiectare seismică*.

1.7.3 Principiile de proiectare la stările limită

Metoda coeficienților de siguranță parțiali este folosită la noi sub denumirea de metoda stărilor limită.

Metoda stărilor limită se poate considera ca și o metodă semiprobabilistică. În cadrul acestei metode coeficienții parțiali de siguranță utilizați pe de o parte sunt stabiliți pe baza riscului acceptabil (sau optim), iar pe de altă parte pe baza experiențelor acumulate.

Pentru fiecare stare limită este necesar, în procesul proiectării, un model de calcul care să includă variabilele specifice aferente acțiunilor precum și cele aferente răspunsului structurii în ansamblu și a comportării elementelor sale componente.

Verificările la stările limită trebuie făcute în toate situațiile posibile de proiectare și pentru toate cazurile de încărcare.

Pentru o situație de proiectare aleasă se vor stabili situațiile de încărcare critice. La stabilirea cazurilor de încărcare trebuie luate în considerare aranjamentele posibile ale încărcărilor din același timp precum și combinațiile cu deformațiile și imperfecțiunile posibile. La baza proiectării stă utilizarea *coeficienților parțiali* de siguranță (γ).

Principiul metodei constă în a demonstra că starea limită ultimă nu va fi depășită în cazul utilizării valorilor de proiectare (calcul) atât la acțiuni, la rezistențele materialelor, precum și la caracteristicile geometrice. Stările limită de exploatare nu vor fi depășite în cazul utilizării valorilor de bază (caracteristice).

Valorile de bază (caracteristice) se determină astfel:
- la solicitări, media valorilor maxime pe durata de viață proiectată;
- la rezistențele materialelor valoarea minimă inferioară determinată cu probabilitatea de 5% de a nu fi depășită în sens defavorabil, respectiv valoarea care poate fi garantată statistic cu probabilitatea de cel puțin 95%.

Valorile de calcul se obțin:

– pentru solicitări, prin înmulțirea valorilor de bază cu coeficienți γ_f, supraunitari;

– pentru rezistențe, prin împărțirea valorilor caracteristice cu coeficienți γ_m, supraunitari.

Condiția generală de verificare a capacității portante la starea limită ultimă este:

– pentru stabilitate (EQU): (1.10)

$$E_{d,dst} \le E_{d,stb}$$

unde: $E_{d,dst}$ – solicitările de calcul din acțiunile de destabilizare;

$E_{d,stb}$ – solicitările de calcul din acțiunile de stabilitate.

– pentru rezistență (STR și GEO): (1.11)

$$E_d \le R_d$$

unde E_d este valoarea de calcul a efortului secțional (moment sau forță) produs de valoarea de calcul a acțiunilor, iar

R_d este valoarea de calcul a capacității portante și se obțin cu relațiile: (1.12)

$$E_d = \gamma_{sd} E(\gamma_{f,i}; F_{rep,i}; a_d)$$

(1.13)

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left(\frac{X_{K,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right), \qquad i \ge 1$$

sau într-o variantă mai simplă: (1.14)

$$E_d = E(\gamma_{F,i}; F_{rep,i}; a_d)$$

(1.15)

$$R_d = R\left(\eta_i \frac{X_{K,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d\right), \qquad i \ge 1$$

În relațiile de mai sus:

– F_{rep} este valoarea reprezentativă a acțiunii (pct. 2.3);

– X_K valoarea caracteristică a rezistenței materialului (pct. 2.1.1);

– a_d valoarea de calcul a caracteristicilor geometrice;

– γ_{sd} , $\gamma_{R,d}$ coeficienți parțiali de siguranță care țin cont de incertitudinile care apar la modelarea acțiunilor și modelelor de calcul ale solicitărilor sau ale capacității portante;

– γ_f , γ_m coeficienți parțiali de siguranță care țin seama de posibilitatea unor abateri nefavorabile și nealeatoare a valorii acțiunii respectiv a rezistenței materialului de la valoarea caracteristică.

– $\gamma_F = \gamma_{sd} \cdot \gamma_f$, $\gamma_M = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_m$ coeficienți parțiali de siguranță pentru acțiuni respectiv rezistența materialelor;

– η coeficient care ține cont de efectele de conversie (de volum, scară, umiditate, temperatură, timp asupra rezistenței materialului).

Valoarea de calcul a caracteristicilor geometrice,

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \qquad (1.16)$$

unde: a_{nom} – valoarea prevăzută în proiect,

Δa – valoarea adițională.

În general valoarea adițională se poate considera $\Delta a = 0$. Valoarea a_d poate reprezenta și o imperfecțiune dacă a_{nom} =0.

1.8 Metoda bazată pe analiza comportării sigure

Într-o metodă de analiză probabilistă a siguranței pentru fiecare variabilă a proiectării trebuie să se stabilească o valoare de proiectare (calcul). Proiectarea se poate considera satisfăcătoare doar atunci când cu aceste valori de calcul nici o stare limită nu este depășită.

Valorile de proiectare trebuie să se obțină din variabilele care aparțin punctului proiectat.

Punctul proiectat este acel punct de pe suprafața de cedare (g = 0) care se află cel mai aproape de locul obținut cu valorile medii ale variabilelor aleatoare, iar distanța dintre cele două puncte este β (fig. 1.5).

Prin valorile de calcul ale solicitărilor E_d și ale capacității portante R_d se înțeleg acele valori ale căror nerealizări au probabilitatea:

$$P(E > E_d) = \phi(+\alpha_E \beta)$$

$$P(R \le R_d) = \phi(-\alpha_R \beta) \qquad (1.17)$$

(1.18)

Dacă raportul abaterilor se situează între limitele (fig.1.4):

$$0{,}16 < \frac{\sigma_E}{\sigma_R} < 7{,}6 \qquad (1.19)$$

valorile coeficienților de sensibilitate se consideră α_E = -0,7 respectiv α_R = +0,8.

Dacă relația (1.19) nu este satisfăcută atunci pentru $\sigma_E/\sigma_R > 7{,}6$ se consideră $\alpha = \pm 1$, iar dacă $\sigma_E/\sigma_R < 0{,}16$ atunci $\alpha = \pm 0{,}4$.

Valorile de calcul, în cazul unei repartiții normale ale variabilelor, se obțin cu relația:

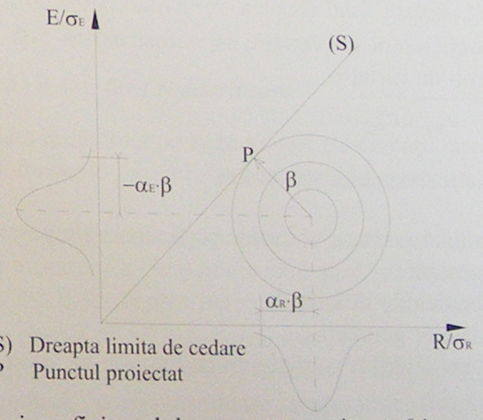
$$\mu - \alpha\beta\sigma \qquad (1.20)$$

iar în cazul unei repartiții lognormale

$$\mu \exp(-\alpha\beta v) \qquad (1.21)$$

dacă $v = \frac{\sigma}{\mu} < 0{,}2$.

În relațiile de mai sus μ este valoarea medie, σ abaterea și v coeficientul de variație a variabilelor.



(S) Dreapta limita de cedare
P Punctul proiectat

Figura 1.5 Punctul proiectat și coeficientul de comportare sigură β în metoda primară de asigurare (nivelul II) pentru variabile aleatoare independente cu distribuție normală

În EC1990 se prezintă două tipuri de repartiție:

– lognormală: $\mu \cdot e^{-\alpha\beta V}$ unde $V = \frac{\sigma}{\mu} < 0.2$ (1.22)

– Gumbel: $\mu - 0{,}45\sigma\left\{1 - \sqrt{3}\ln\left[-\ln\phi(-\alpha\beta)\right]\right\}$ (1.23)

În general se poate utiliza repartiția normală pentru ambele variabile (E și R), așa cum se prezintă în figura 1.4 dar și o combinație a celor două repartiții: normală pentru solicitare

$$E_d = E_m - \alpha_E \beta \sigma_E \qquad (1.24)$$

și lognormală pentru capacitate portantă

$$R_d = R_m \cdot \exp(-\alpha_R \beta v_R) \qquad (1.25)$$

Conform figurii 1.5 starea limită ultimă este satisfăcută dacă:

$$g = R_d - E_d \ge 0 \qquad (1.26)$$

sau utilizând relațiile (1.24) și (1.25).

(1.27)

$$R_m = E_m(1-\alpha_E\beta v_E)\exp(\alpha_R\beta v_R)$$

Dacă coeficientul global de siguranță se consideră: (1.28)

$$\gamma_m = (1-\alpha_E\beta v_E)\exp(\alpha_R\beta v_R)$$ (1.29)

relația (1.27) devine:

$$R_m \geq \gamma_m E_m$$

Valoarea medie a efortului secțional E_m, de fapt conține solicitările produse de acțiunile permanente G_m și temporare Q_m (vezi pct. 2.32): (1.30)

$$E_m = G_m + Q_m$$

Relația (1.27) se poate pune sub forma (1.31)

$$R_m \geq \left[G_m(1-\alpha_G\beta v_G)+Q_m(1-\alpha_Q\beta v_Q)\right]\cdot\exp(\alpha_R\beta v_R)$$

(1.32)

unde $\alpha_G = \frac{G_m v_Q}{\sum(k_i)^2}$; $\alpha_Q = \frac{Q_m v_Q}{\sum(k_i)^2}$; $\alpha_R = \frac{R_d v_R}{\sum(k_i)^2}$

$$\sum\alpha_i^2 = 1$$

$$\sqrt{\sum(k_i)^2} = \sqrt{(G_m v_G)^2+(Q_m v_Q)^2+(R_d v_R)^2}$$ (1.33)

Dacă se notează $Q_m = \mu G_m$, coeficientul global de siguranță se obține cu relația:

$$\gamma_m = \frac{R_m}{G_m+Q_m} = \left[\frac{1}{1+\mu}(1-\alpha_G\beta v_G)+\frac{\mu}{1+\mu}(1-\alpha_Q\beta v_Q)\right]\cdot\exp(\alpha_R\beta v_R)$$ (1.34)

În concepția EC coeficientul de variație v_R a fost extins față de o abordare obișnuită fiind dependent de trei coeficienți de variație:

$$v_R = \sqrt{v_{Rf}^2 + v_{Rm} + v_{RG}^2}$$ (1.35)

în care $v_{Rf} = \frac{\sigma_{iR}}{R_m}$ - variația rezistențelor măsurate;

σ_{iR} – abaterea calculată pe baza valorilor particulare ale parametrilor participanți la funcția capacității portante

v_{Rm} – nesiguranța modelelor de calcul:

v_{RG} – nesiguranța datelor geometrice.

La fel se stabilesc în cazul solicitărilor coeficienții de variație α_E, α_R și v_Q.

1.9 Analiza structurală

1.9.1 Modelarea comportării structurale

O proiectare eficientă trebuie să garanteze siguranța structurii raportată la toate situațiile defavorabile care pot să intervină pe parcursul funcționării ei, în primul rând prin metodele de calcul dar și prin aprecierea comportării cât mai aproape de realitate a materialelor și a structurilor.

O construcție de beton armat se schematizează prin sisteme rezistente la acțiuni verticale și laterale, legate sau nu prin planșee considerate ca niște diafragme orizontale.

Analiza structurală are ca scop determinarea distribuției solicitărilor (eventual a eforturilor), deformațiilor și deplasărilor sub efectul acțiunilor pentru întreaga structură sau a unor părți componente ale acesteia.

Combinațiile de încărcări considerate trebuie să țină seama de cazuri de încărcare pertinente, permițând stabilirea condițiilor de dimensionare determinante în toate secțiunile structurii sau într-o parte din acestea.

Atunci când interacțiunea sol-structură are o influență semnificativă asupra efectelor acțiunilor în structură, proprietățile solului și efectele interacțiunii trebuie luate în calcul.

Calculele trebuie efectuate *modelând geometria și comportarea structurii* pentru fiecare stadiu de construire. Geometria este, de obicei, modelată considerând că structura este alcătuită din bare liniare sau curbe și din suprafețe plane sau curbe (Anexa II).

În general modelele de comportare utilizate pentru calcul sunt:

- comportare elastic-liniară cu sau fără redistribuire;
- comportare plastică;
- comportare neliniară.

Metodele de calcul liniar și neliniar se aplică atât stărilor limită de serviciu cât și stărilor limită ultime, iar metodele plastice se pot utiliza doar pentru stările limită ultime.

La clădirile aflate în zone seismice modelul structural plan sau spațial, trebuie să reprezinte cât mai fidel configurația generală geometrică, dar și distribuția caracteristicilor inerțiale (mase de nivel, momentele de inerție ale maselor de nivel etc.), a caracteristicilor de rigiditate și de amortizare.

Pentru determinarea efectelor structurale se utilizează metode de calcul care descriu comportarea structurii la acțiunea seismică:

- metoda de calcul dinamic liniar;
- metoda de calcul dinamic neliniar.

Pentru proiectarea curentă, însă, în funcție de caracteristicile structurale și de importanța construcției se poate utiliza una din următoarele metode de calcul:

- metoda forțelor laterale asociate modului de vibrație fundamental;
- metoda calculului modal cu spectre de răspuns, aplicabilă în general tuturor tipurilor de clădiri.

În metoda de calcul cu forțe laterale, caracterul dinamic al acțiunii seismice este reprezentat în mod simplificat prin distribuții de forțe statice. Pe această bază metoda se mai numește și metoda statică echivalentă.

1.9.1.1 *Analiza liniară elastică cu sau fără redistribuire*

Calculul elementelor poate fi efectuat pe baza teoriei elasticității, acceptând ipoteza secțiunilor nefisurate, a relației efort-deformație liniară și considerând valorile medii ale modulului de elasticitate.

Capacitatea de rotire nu se verifică dacă procentul de armare a elementului se încadrează între procentul minim și maxim de armare. La elementele care sunt solicitate preponderent la încovoiere trebuie respectată condiția $x/d \leq 0{,}45$ pentru betoane până la clasa C50/60 respectiv $x/d \leq 0{,}35$ pentru betoane obișnuite peste clasa C55/67 și betoane ușoare.

Pentru efectele deformațiilor din temperatură, tasărilor și contracției la starea limită ultimă, se poate admite o rigiditate redusă, corespunzătoare secțiunilor fisurate, neglijând participarea betonului întins, dar ținând seama de efectele curgerii lente. Pentru starea limită de serviciu, se recomandă să se considere o evoluție graduală a fisurării.

La grinzi și la plăci continue (fig.1.6) al căror raport între deschiderile adiacente este cuprins între $0{,}5 < l_{eff,1}/l_{eff,2} < 2{,}0$ se poate face o redistribuire a momentelor încovoietoare fără verificarea capacității de rotire, dacă sunt satisfăcute următoarele condiții:

a) pentru clase de beton ≤ C50/60

$$\delta \geq 0{,}44 + 1{,}25\frac{x_u}{d}$$ (1.36)

pentru clase de beton > C50/60

$$\delta \geq 0{,}54 + 1{,}25\left(0{,}6 + \frac{0{,}0014}{\varepsilon_{cu2}}\right)\frac{x_u}{d}$$ (1.37)

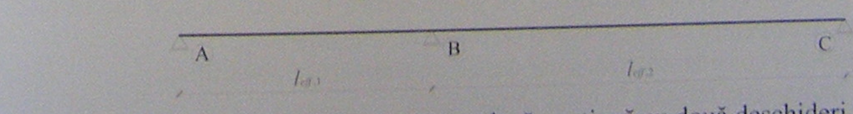


Figura 1.6 Grindă sau placă continuă cu două deschideri inegale

(1.38)

b) pentru armături de clasă B sau C $\delta \geq 0{,}7$ (1.39)
pentru armături de clasă A $\delta \geq 0{,}8$

în care $\delta = \frac{M_{Ed}}{M_{el}}$ este raportul dintre momentul după redistribuire şi momentul elastic (fig.1.7);

x_u este înălţimea axei neutre la starea limită ultimă după redistribuire;

d este înălţimea utilă a secţiunii;

ε_{cu2} este deformaţia limită a betonului la compresiune.

La calculul stâlpilor, se recomandă să nu se ţină seama de nici o redistribuire a momentelor elastice provenind din efectul de cadru.

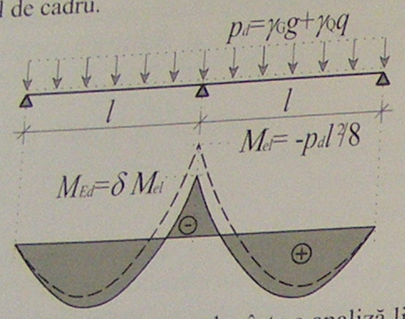


Figura 1.7 Redistribuirea momentelor într-o analiză liniar elastică

1.9.1.2 *Analiza plastică*

Proprietăţile de deformare postelastică a elementelor structurale prezintă importanţă pentru structurile de beton în următoarele cazuri:

- în situaţiile în care prin redistribuirea eforturilor în structură în raport cu distribuţia corespunzătoare comportării elastice liniare se pot obţine soluţii mai avantajoase din punct de vedere tehnic şi economic (fig. 1.8);
- în cazul structurilor proiectate pentru a prelua efectul forţelor seismice, asigurarea unei capacităţi substanţiale de deformare postelastică reprezentând un obiectiv esenţial al proiectării (vezi pct. 1.9.4).

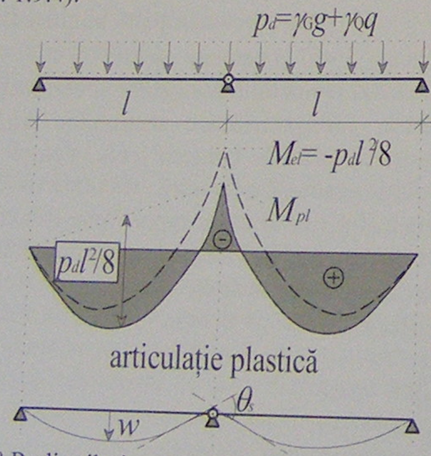


Figura 1.8 Redistribuirea momentelor într-o analiză plastică

Analiza plastică a plăcilor, grinzilor şi cadrelor se poate utiliza în cazul în care ductilitatea secţiunilor critice este suficientă pentru ca mecanismul de rotire să se producă.

Ductilitatea cerută poate fi considerată suficientă dacă sunt satisfăcute condiţiile:

a) aria armăturilor întinse este limitată în toate secţiunile la:

$\frac{x_u}{d} \leq 0{,}25$ pentru betoane $\leq$ C50/60;

$\frac{x_u}{d} \leq 0{,}15$ pentru betoane > C50/60;

b) armăturile utilizate aparţin clasei B sau C;

c) raportul dintre momentele pe reazemele intermediare şi momentele din câmp este cuprins între 0,5 şi 2,0.

Atunci când se efectuează analiza plastică a plăcilor, se recomandă să se ţină seama de orice neuniformitate a armării, de forţele din armăturile ce împiedică ridicarea colţurilor şi de torsiunea în lungul laturilor libere.

Metodele plastice pot fi extinse la plăci a căror secţiune nu este plină (plăci nervurate sau cu goluri) dacă acestea au o comportare similară unei placi pline, în special în ceea ce priveşte efectele torsiunii.

În cazul stâlpilor se recomandă să se verifice momentul plastic maxim ce poate fi transmis prin legături. Acest moment trebuie inclus în calculul la străpungere la planşee dală.

Metoda simplificată utilizată pentru grinzi şi plăci continue armate pe o singură direcţie este bazată pe capacitatea de rotire a unor porţiuni de element cu o lungime egală cu 1,2 înălţimea secţiunii.

Dacă este nevoie de verificarea capacităţii de rotire în starea limită ultimă, se determină rotirea θ_s sub încărcările de calcul considerate, utilizând proprietăţile de calcul ale materialelor, valoarea medie a precomprimării în momentele de timp relevante şi se compară cu rotirea plastică admisă $\theta_{pl,d}$.

$$\theta_s \leq K_\lambda \theta_{pl,d} \tag{1.40}$$

Valorile de bază a rotirii admisibile $\theta_{pl,d}$ se obţine din figura 1.9 în funcţie de clasa de ductilitate a armăturilor şi raportul x_u/d. Pentru betoane cu clasa cuprinsă între C50/60 şi C90/105 se interpolează. Coeficientul K_λ se determină în funcţie de flexibilitatea la forţă tăietoare cu relaţia:

$$K_\lambda = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{3dV_{Ed}}} \tag{1.41}$$

In cazul betoanelor cu agregate uşoare valorile rotirii $\theta_{pl,d}$ din figura 1.9 se multiplică cu factorul $\varepsilon_{lcu2}/\varepsilon_{cu2}$ (vezi punctul 2.1.2 şi 2.1.6).

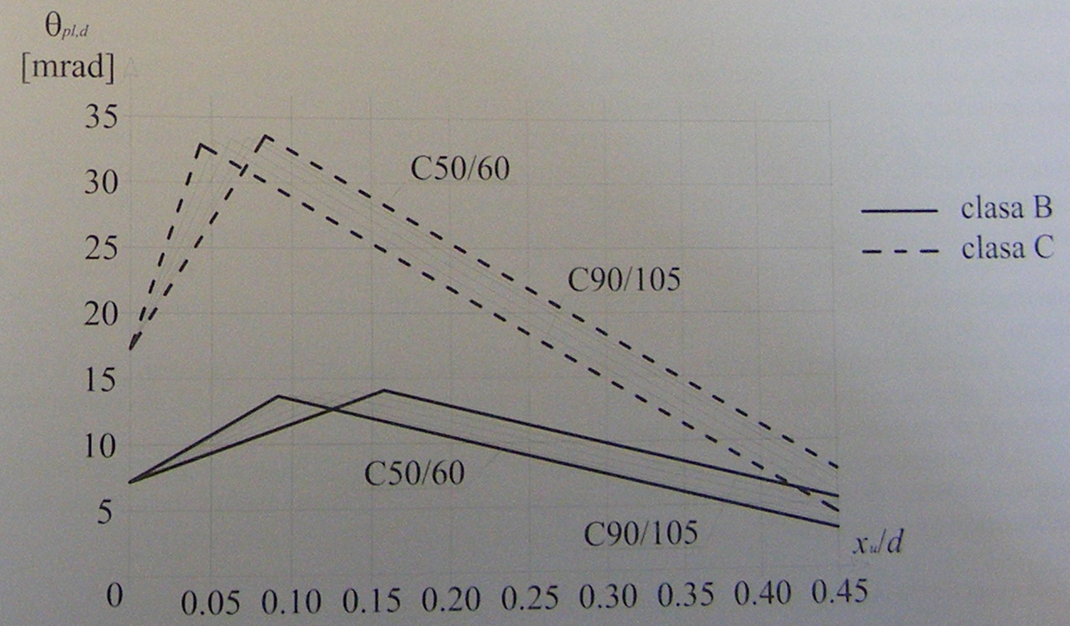


Figura 1.9 Valorile de bază a rotirii admisibile $\theta_{pl,d}$.

La o analiză plastică se poate utiliza și modelarea prin biele și tiranți. Această modelare constă în a defini biele, care reprezintă câmpuri de eforturi de compresiune, tiranți care reprezintă armăturile, și noduri care asigură legătura lor.

1.9.1.3 *Analiza neliniară*

Caracteristicile materialelor care se introduc în analizele neliniare trebuie să reflecte rigiditatea lor în mod realist și să țină seama, în același timp, de incertitudinile referitoare la modul de cedare.

Calculul poate fi de ordinul I sau II.

1.9.2 Considerarea imperfecțiunilor geometrice și a efectelor de ordinul II sub încărcări axiale

Analiza elementelor și structurilor trebuie să țină seama de efectele defavorabile ale eventualelor imperfecțiuni geometrice precum și de abaterile în poziția încărcărilor (anexa III). Abaterile de la dimensiunile secțiunilor sunt, în mod normal, luate în calcul prin coeficienți parțiali de siguranță. De aceea, aceste imperfecțiuni nu sunt incluse în analiza structurii. Pentru calculul elementelor comprimate, în starea limită ultimă, se indică o excentricitate minimă.

Eforturile determinate fără a lua în considerare deformațiile structurale dar incluzând efectele imperfecțiunilor se numesc efecte de ordinul I. Creșterea eforturilor din cauza deformațiilor structurale se numesc efecte de ordinul II. Efectele de ordinul II se pot neglija dacă reprezintă mai puțin de 10% din efectele de ordinul I corespunzătoare. În anexa IV se prezintă criterii simplificate pentru elemente și structuri privind posibilitatea neglijării acestor efecte.

Efectele de ordinul II trebuie luate în calcul atunci când acestea afectează semnificativ stabilitatea în ansamblu a structurii precum și atingerea stării ultime în secțiunile critice. În anexa IV se prezintă o metodă generală bazată pe o analiză neliniară și două metode simplificate: una bazată pe rigiditatea nominală, iar cea de a doua pe curbura nominală.

1.9.3 Efectele secundare ale precomprimării

Efectele precomprimării pot fi luate în calcul ca o acțiune sau ca o rezistență obținută printr-o deformație inițială.

Forța de precomprimare a betonului, în afara zonelor de transmitere se consideră egală cu proiecția după axa barei a rezultantei eforturilor din armăturile din secțiune. Stabilirea forței de precomprimare se face după evaluarea pierderilor de tensiune (anexa VII).

În cazul grinzilor simplu rezemate precomprimarea nu produce reacțiuni exterioare, sistemul fiind în echilibru. În cazul grinzilor static nedeterminate efectul de precomprimare, reprezentat prin acțiunea unor forțe introduse inițial, conduce în mod consecvent, la apariția unor stări de eforturi secundare (parazite), datorate legăturilor suplimentare, care se opun deformării libere.

Într-o analiză liniară trebuie considerate atât efectele primare cât și cele secundare ale precomprimării, înainte de a lua în considerare orice redistribuire de forțe și de momente (vezi punctul 1.9.1.1).

În analiza plastică și în analiza neliniară, efectele secundare ale precomprimării pot fi tratate ca rotații plastice adiționale ce trebuie introduse în verificarea capacității de rotație. Precomprimarea exterioară poate genera momente de ordinul II.

La elementele realizate cu armături postîntinse se poate admite existența unei aderențe bune între oțel și beton după injectarea canalelor. Totuși înainte de injectare armăturile sunt considerate neaderente.

1.9.4 Condiții de ductilitate de ansamblu și locală

Ductilitatea unei secțiuni a unui element sau a unei structuri din beton armat reprezintă aptitudinea de dezvoltare a unor deformații plastice importante înainte de rupere.

Concepția actuală de proiectare antiseismică impune ca structurile să reziste în domeniul elastic numai la solicitări moderate; energia suplimentară degajată de cutremurele puternice urmând a fi disipată prin frecări interne și absorbită prin deformări plastice și prin deteriorări locale fără formarea mecanismului de cedare. Ca urmare, înzestrarea structurilor cu o capacitate corespunzătoare de deformare în domeniul postelastic este hotărâtoare pentru supraviețuirea lor la acțiuni seismice. Mecanismul de disipare a energiei (plastificare) trebuie să apară în mod favorabil:

- la structuri tip cadre etajate, deformațiile plastice să apară mai întâi în secțiunile de la extremitățile riglelor și mai târziu și în secțiunile de la baza stâlpilor, iar nodurile să rămână în domeniul elastic;
- în cazul structurilor cu pereți (diafragme), deformațiile plastice să se dezvolte în grinzile de cuplare (dacă acestea există) și în zonele de la baza pereților.

Indiferent de tipul structurii, zonele disipative trebuie să fie distribuite relativ uniform în întreaga structură, evitându-se concentrarea deformațiilor plastice în câteva zone slabe (de exemplu, în stâlpii unui anumit nivel), iar deplasările laterale vor fi suficient de reduse pentru a nu apărea pericolul pierderii stabilității sau pentru a spori excesiv efectele de ordinul II.

De fapt, mărimea deplasărilor laterale reprezintă parametrul esențial pentru caracterizarea (calitatea) răspunsului seismic al structurilor pentru că de acestea depinde mărimea degradărilor elementelor structurale și nestructurale.

Verificarea formării unui asemenea mecanism se poate realiza utilizând calculul dinamic neliniar cu accelerograme compatibile spectrului de proiectare.

Zonele plastice potențiale capătă o alcătuire specială prin controlul zonelor comprimate din secțiune, prin măsuri de confinare, prin măsuri care să împiedice ruperea prematură a elementelor etc. (vezi capitolul 5).

O structură de beton armat poate fi proiectată pentru clasa de ductilitate înaltă (**H**) sau pentru clasa de ductilitate medie (**M**). În primul caz forța laterală de proiectare este mai mică decât în cazul al doilea, dar măsurile pentru asigurarea ductilității locale și de ansamblu sunt mai ample (fig. 1.10).

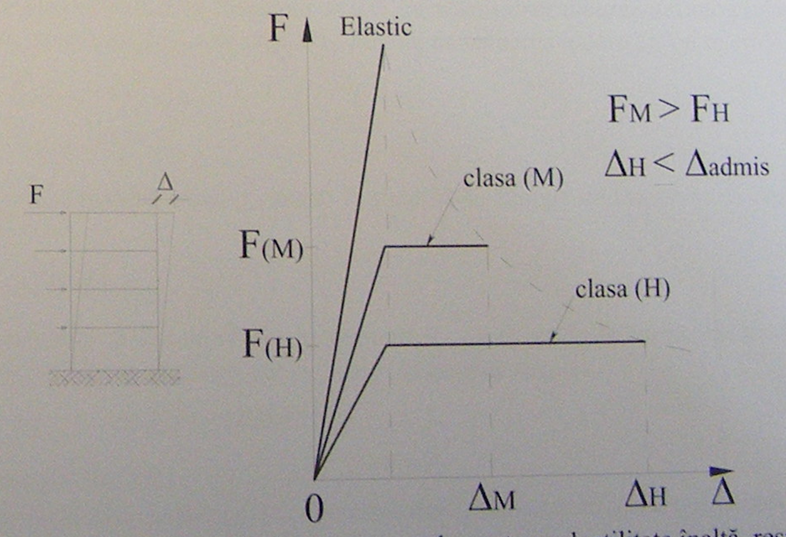


Figura 1.10 Relația forță-deplasare pentru elemente cu ductilitate înaltă, respectiv medie

Încadrarea în clasa M este indicată mai ales în situațiile în care clădirea se proiectează la forțe laterale reduse (de exemplu, în zone caracterizate de accelerații ale terenului mici $a_g \leq 0{,}12g$) și armăturile rezultă constructive.

1.9.5 Reguli suplimentare pentru elemente şi structuri prefabricate

Aspectele de luat în considerare la calculul elementelor şi structurilor prefabricate sunt:

– situaţii tranzitorii;
– aparate de reazem (provizorii şi permanente);
– înclinări între elemente.

Situaţiile tranzitorii includ: decofrarea, transportul până la zona de depozitare, depozitarea cu rezemarea şi încărcarea specifică, transportul până la şantier, montajul şi asamblarea. Dacă este cazul, trebuie ţinut cont de efectele dinamice în situaţii tranzitorii, printr-un calcul exact sau prin multiplicarea cu un coeficient corespunzător al efectelor statice.

Analiza structurală trebuie să ţină cont de următoarele:
– comportarea elementelor structurale în toate stadiile construcţiei (utilizând caracteristicile geometrice şi proprietăţile valabile în stadiul considerat) şi interacţiunea cu celelalte elemente (cu beton turnat monolit sau cu celelalte elemente prefabricate);
– comportarea sistemului structural ţinând cont de deformaţiile şi rezistenţa reală a îmbinărilor, de imperfecţiunile geometrice şi toleranţele de poziţionare ale elementelor.

Nu pot fi luate în considerare efectele favorabile ale frecării între elementele prefabricate, decât în zonele fără cutremure şi doar atunci când;
– stabilitatea de ansamblu a structurii nu se bazează numai pe frecare;
– alcătuirea reazemului exclude posibilitatea unei acumulări de lunecări ireversibile a elementelor;
– eventualitatea sarcinilor de impact importante este eliminată.

Planşeele din elemente prefabricate pot fi considerate ca şaibe rigide dacă:
– modelul structural adoptat ţine seama de compatibilitatea deformaţiilor şaibei cu cele al elementelor verticale de rezistenţă;
– se ţine seama de efectele deformaţiei orizontale pentru toate părţile structurii implicate în transmiterea sarcinilor orizontale;
– se prevede în placă o armătură care să permită preluarea eforturilor de întindere indicate de modelul structural;
– se ţine seama pentru definirea alcătuirii constructive a armăturii, de concentrările de eforturi la nivelul golurilor şi rosturilor.

2. CARACTERISTICILE DE CALCUL ALE MATERIALELOR ŞI ACŢIUNILOR

2.1 Betonul

La realizarea elementelor şi structurilor din beton armat sau din beton precomprimat se pot utiliza betoane de rezistenţă normală (până la clasa C50/60) sau de înaltă rezistenţă (la clase mai mari). După densitatea aparentă în stare uscată betoanele pot fi de densitate normală (cele cu densitatea peste 2200 kg/m^3) sau betoane cu agregate uşoare având structura închisă, densitatea până la 2200 kg/m^3 şi conţinând agregate artificiale sau naturale cu densitatea particulelor sub 2000 kg/m^3.

Alegerea tipului de beton se face în funcţie de natura construcţiei, destinaţia sa, acţiunile pe care trebuie să le suporte şi cerinţele de ordin economic şi funcţional.

2.1.1 Rezistenţele betonului

Rezistenţa la compresiune a betonului este definită de clasa de rezistenţă a acestuia care reprezintă rezistenţa caracteristică (cu riscul de 5%) pe cilindru (f_{ck}), sau pe cub ($f_{ck,cub}$), determinată la 28 de zile.

Caracteristicile de rezistenţă ale betoanelor de densitate normală, necesare la proiectare, sunt date în tabelul 2.1, reprodus după EC2.

Între *rezistenţele caracteristice* la compresiune pe cilindri f_{ck} şi *rezistenţele medii* la compresiune pe cilindri f_{cm} şi rezistenţele medii la întindere axială f_{ctm} din tabel există următoarele relaţii:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8\,(MPa) \tag{2.1}$$

$$f_{ctm} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ pentru} \le \text{C50/60} \tag{2.2}$$

$$f_{ctm} = 2{,}12 \cdot \ln(1 + 0{,}1 f_{cm}) \text{ pentru} > \text{C50/60} \tag{2.3}$$

Rezistenţa caracteristică la întindere axială cu fractilul de 5%, notată cu $f_{ctk,0.05}$ respectiv cu fractilul de 95%, notată cu $f_{ctk,0.95}$ se obţine în funcţie de valoarea medie f_{ctm} cu relaţiile:

$$f_{ctk,0.05} = 0{,}7 \cdot f_{ctm} \tag{2.4}$$

$$f_{ctk,0.95} = 1{,}3 \cdot f_{ctm} \tag{2.5}$$

Rezistenţa la întindere axială f_{ct} poate fi stabilită în funcţie de rezistenţa la despicare $f_{ct,sp}$ cu relaţia:

$$f_{ct} = 0{,}9 \cdot f_{ct,sp} \tag{2.6}$$

Rezistenţa medie la întindere din încovoiere ($f_{ctm,fl}$) depinde de rezistenţa medie la întindere axială (f_{ctm}) şi de înălţimea secţiunii transversale (h) potrivit relaţiei:

$$f_{ctm,fl} = \max\{(1{,}6 - h/1000) f_{ctm}; f_{ctm}\} \tag{2.7}$$

în care h se introduce în mm.

Relaţia de mai sus se poate aplica şi pentru valorile caracteristice ale rezistenţei la întindere.

Rezistenţele betonului la compresiune $f_{cm(t)}$ şi întindere $f_{ctm(t)}$, la o vârstă t şi la o temperatură de 20°C, pot fi estimate cu relaţiile:

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \tag{2.8}$$

$$f_{ctm(t)} = [\beta_{cc}(t)]^{\alpha} \cdot f_{ctm} \tag{2.9}$$

în care: $$\beta_{cc(t)} = \exp\left\{s\left[1-\left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} \quad (2.10)$$

s – coeficient care depinde de tipul cimentului,
$s = 0{,}20$ pentru ciment cu rezistență superioară și întărire rapidă,
$s = 0{,}25$ pentru ciment normal și întărire rapidă,
$s = 0{,}38$ pentru ciment cu întărire lentă;
t – vârsta betonului în zile;
$\alpha = 1$ pentru $t < 28$,
$\alpha = 2/3$ pentru $t \geq 28$.

Rezistențele de calcul la compresiune (f_{cd}) și la întindere (f_{ctd}) se stabilesc cu relațiile:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.11)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (2.12)$$

unde: α_{cc} și α_{ct} sunt coeficienți care iau în considerare efectele de lungă durată și efectele defavorabile rezultate din modul de aplicare a încărcărilor;
γ_c – coeficientul parțial de siguranță pentru beton,
$\gamma_c = 1{,}5$ pentru situații de proiectare permanente și tranzitorii;
$\gamma_c = 1{,}2$ pentru situații accidentale.

Coeficientul α_{cc} variază între 0,8 și 1,0. În EC2 valoarea recomandabilă pentru α_{cc} și α_{ct} este 1,0. Dacă rezistența betonului este determinată la o vârstă $t > 28$ zile, valorile α_{cc} și α_{ct} se reduc prin multiplicarea lor cu factorul $k_t = 0{,}85$.

2.1.2 Deformațiile elastice

Valorile modulului de elasticitate secant (între $\sigma_c = 0$ și $0{,}4\, f_{cm}$) E_{cm} sunt date în tabelul 2.2.
Variația modulului de elasticitate în timp poate fi estimată cu relația:

$$E_{cm(t)} = \left[f_{cm}(t)/f_{cm}\right]^{0.3} E_{cm} \quad (2.13)$$

unde $f_{cm(t)}$ este dată în relația (2.9), iar f_{cm} se ia din tabelul 2.1.

Coeficientul lui Poisson se ia egal cu 0,2 pentru betonul nefisurat și 0 pentru cel fisurat. Coeficientul de dilatare termică liniară se poate lua egal cu 10×10^{-6}/°C.

2.1.3 Curgerea lentă și contracția

Deformația de curgere lentă a betonului $\varepsilon_{cc}(\infty,t_0)$ la timpul $t = \infty$ pentru un efort de compresiune σ_c constant în timp poate fi calculată cu relația:

$$\varepsilon_{cc}(\infty,t_0) = \varphi(\infty,t_0)\left(\sigma_c / E_{c0}\right) \quad (2.14)$$

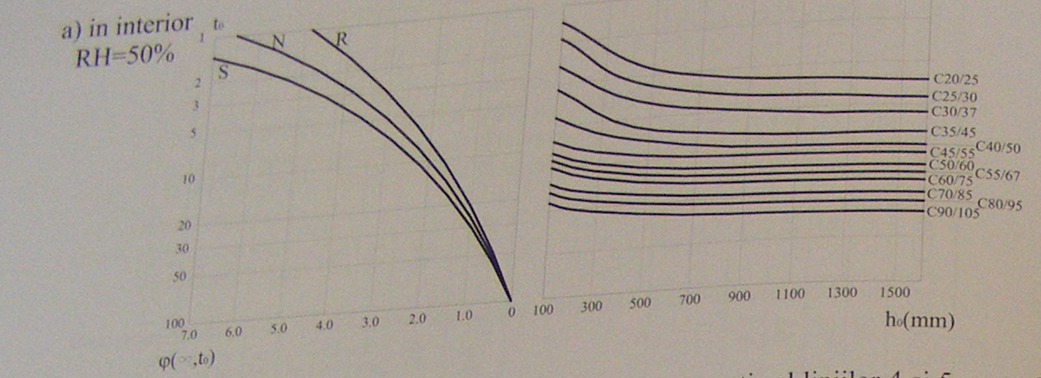
unde: $\varphi(\infty,t_0)$ este coeficientul final de curgere lentă, stabilit cu procedeul din figura 2.1;
E_{c0} – modulul de elasticitate tangent la timpul t_0;
Simbolurile utilizate în figura 2.1 sunt:
t_0 – vârsta betonului în zile la încărcare;
$h_0 = 2A_c/u$ – dimensiunea nominală;
A_c – aria secțiunii transversale de beton;
u – perimetrul părții care este expusă la uscare;
S, N, R – ciment cu întărire lentă, normală, respectiv rapidă.

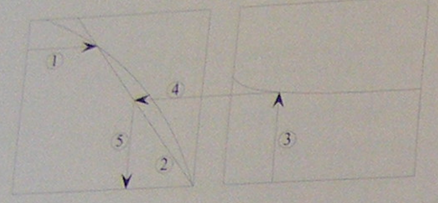
Tabelul 2.1 Caracteristicile de rezistență ale betonului de densitate normală (MPa)

Clasa de beton	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0.05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0.95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6

Tabelul 2.2 Caracteristicile de deformare ale betonului

Clasa de beton	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ε_{cu1}(‰)	3,50									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2}(‰)	2,00									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{cu2}(‰)	3,50									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,00									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ε_{cu3}(‰)	3,50									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6





Notă: - punctul de intersecție al liniilor 4 și 5 poate fi și deasupra punctului 1;
- pentru $t_0 > 100$ este suficient de exact să se considere $t_0 = 100$ (și să se utilizeze linia tangentă).

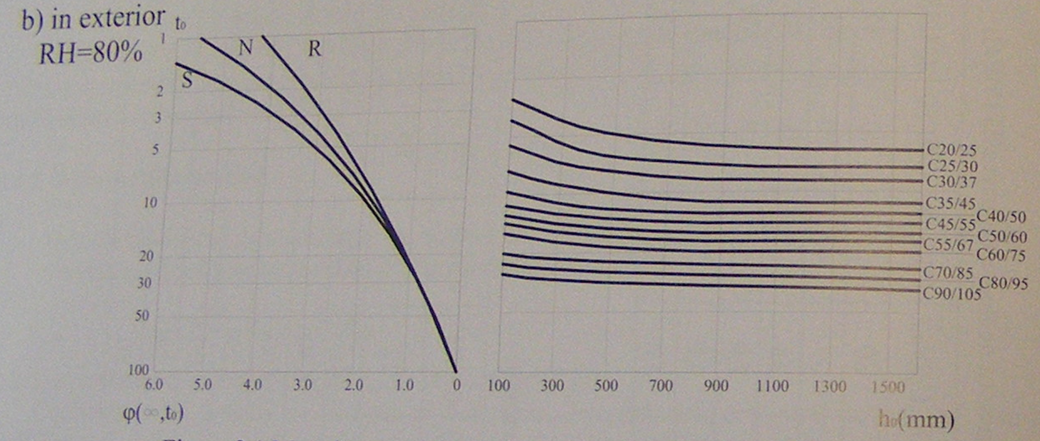


Figura 2.1 Metodă pentru determinarea coeficientului $\varphi(\infty,t_0)$ pentru beton în condiții normale de mediu.

Atunci când efortul de compresiune în beton la vârsta t_0 depășește valoarea $0{,}45\ f_{ck}(t_0)$ se va utiliza un coeficient nominal neliniar de curgere lentă obținut cu relația:

$$\varphi_k(\infty,t_0) = \varphi(\infty,t_0)\exp[1{,}5(k_\sigma - 0{,}45)] \qquad (2.15)$$

unde: $k_\sigma = \sigma_c / f_{cm}(t_0)$

σ_c este efortul de compresiune;

$f_{cm}(t_0)$ – rezistența medie la compresiune în momentul încărcării.

Deformația totală de contracție a betonului (ε_{cs}) rezultă prin însumarea deformației de contracție la uscare (ε_{cd}) și a deformației de contracție endogene (ε_{ca}).

Valoarea finală a deformației de *contracție la uscare* (ε_{cd}, ∞) este:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \qquad (2.16)$$

în care: k_h este un coeficient care depinde de dimensiunea nominală h_0 și are valorile din tabelul 2.3;

$\varepsilon_{cd,0}$ – deformația finală de contracție la uscare liberă, cu valorile din tabelul 2.4.

Dezvoltarea în timp a deformației din contracție la uscare urmează relația:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s)\cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

unde:
$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{h_0^3\,(\text{mm})}} \qquad (2.17)$$

(2.18)

t – vârsta betonului în momentul considerat în zile,

t_s – vârsta betonului (zile) la începutul contracției la uscare (sau a umflării).

Tabelul 2.3 Valorile coeficientului k_h

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

Tabel 2.4 Valorile nominale ale contracției libere la uscare a betonului $\varepsilon_{cd,0}$

$f_{ck}/f_{ck,cub}$ (MPa)	$\varepsilon_{cd,0}$ (în ‰) Umiditatea relativă (în %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,64	0,60	0,50	0,31	0,17	0
40/50	0,51	0,48	0,40	0,25	0,14	0
60/75	0,41	0,38	0,32	0,20	0,11	0
80/95	0,33	0,31	0,26	0,16	0,09	0
90/105	0,30	0,28	0,23	0,15	0,05	0

Deformația de *contracție endogenă* (t - în zile) se stabilește cu relația:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\cdot \varepsilon_{ca,\infty} \qquad (2.19)$$

în care:
$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(0{,}2t^{0{,}5}) \qquad (2.20)$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2{,}5(f_{ck} - 10)\cdot 10^{-6} \qquad (2.21).$$

2.1.4 Diagrama efort-deformație

Diagrama efort-deformație a betonului solicitat la un efort de compresiune axial de scurtă durată este descrisă prin expresia:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \qquad (2.22)$$

și este reprezentată în figura 2.2.

Mai sus s-au notat:

$k = 1{,}05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

ε_{c1} – cu valorile din tabelul 2.2.

Pentru dimensionarea secțiunilor transversale se poate utiliza diagrama parabolă-dreptunghi din figura 2.3, descrisă prin relațiile:

$$\sigma_c = f_{cd}\left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right] \text{ pentru } 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} \qquad (2.23)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \qquad \text{pentru } \varepsilon_{c2} \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu2} \qquad (2.24)$$

unde: ε_{c2}, ε_{cu2} sunt deformațiile cu valorile din tabelul 2.2;

n – exponent dat în același tabel.

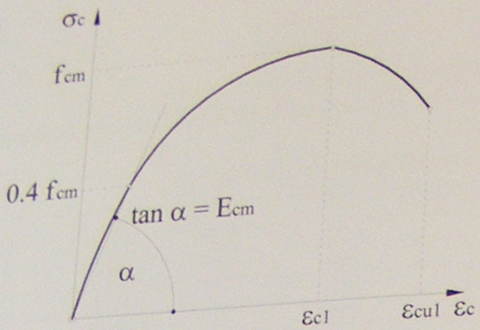


Figura 2.2 Diagrama efort-deformație pentru analiza structurală neliniară

Se pot utiliza și alte diagrame $\sigma_c - \varepsilon_c$ simplificate, cum ar fi diagrama biliniară din figura 2.4, cu valorile ε_{c3} și ε_{cu3} din tabelul 2.2.

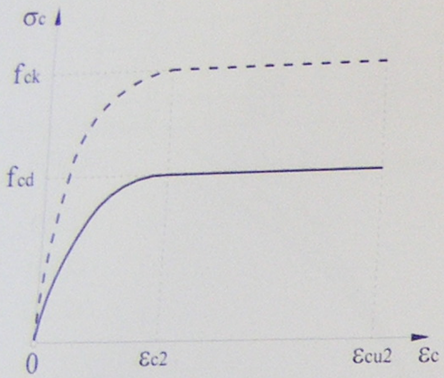


Figura 2.3 Diagrama parabolă-dreptunghi pentru betonul comprimat

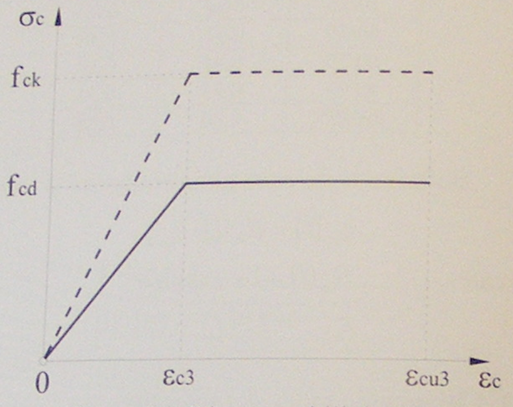


Figura 2.4 Diagrama biliniară

2.1.5 Betonul confinat

Confinarea (fretarea) betonului, prin armarea sa transversală adecvată, conduce la modificarea relației efort-deformație, constând în sporirea rezistenței și a deformațiilor critice, așa cum rezultă din figura 2.5 și este descrisă prin relațiile:

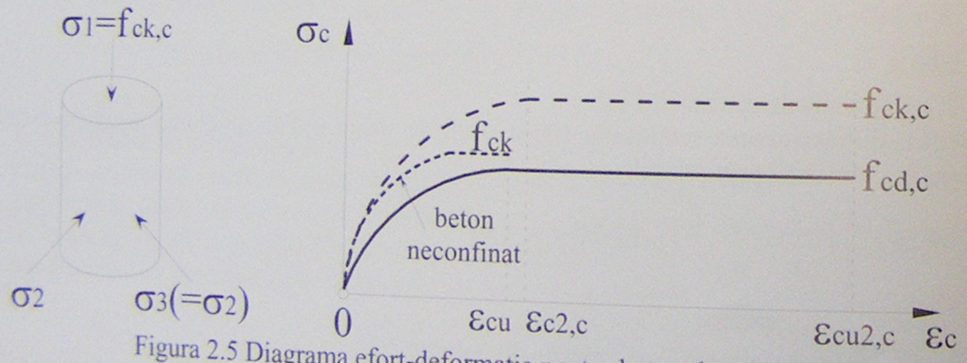


Figura 2.5 Diagrama efort-deformație pentru betonul confinat

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1{,}000 + 5{,}0\sigma_2/f_{ck}) \text{ pentru } \sigma_2 < 0{,}05 f_{ck} \qquad (2.25)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1{,}125 + 2{,}50\sigma_2/f_{ck}) \text{ pentru } \sigma_2 > 0{,}05 f_{ck}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}\left(f_{ck,c}/f_{ck}\right)^2 \qquad (2.26)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0{,}2\sigma_2/f_{ck} \qquad (2.27)$$

Valorile ε_{c2} și ε_{cu2} se iau din tabelul 2.2. (2.28)

2.1.6 Betonul cu agregate ușoare

Clasele de rezistență ale betonului cu agregate ușoare sunt precedate de simbolul LC. *Caracteristicile de rezistență* ale betonului ușor sunt date în tabelul 2.5 și sunt notate suplimentar cu indicele l.

Unele din acestea au valori distincte, iar altele se obțin prin multiplicarea caracteristicilor betonului de densitate normală (din tabelul 2.1) cu un coeficient

$$\eta_1 = 0{,}40 + 0{,}60\rho/2200 \qquad (2.29)$$

care depinde de densitatea în stare uscată ρ corespunzătoare limitei superioare din tabelul 2.6.

Tabelul 2.5 Caracteristicile de rezistență ale betonului ușor (MPa)

Clasa de beton	LC12/13	LC16/18	LC20/22	LC25/28	LC30/33	LC35/38	LC40/44	LC45/50	LC50/55	LC55/60	LC60/66	LC70/77	LC80/88
f_{lck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
$f_{lck,cube}$	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88
f_{lcm}	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88
f_{lctm}	$f_{lctm} = f_{ctm} \cdot \eta_1$												
$f_{lctk,0,05}$	$f_{lctk,0.05} = f_{ctk,0.05} \cdot \eta_1$												
$f_{lctk,0,95}$	$f_{lctk,0.95} = f_{ctk,0.95} \cdot \eta_1$												

Tabelul 2.6 Clasele de densitate (masă volumică) și densitatea de calcul corespunzătoare a betonului cu agregate ușoare

Clasa de densitate		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Densitate în stare uscată ρ(kg/m^3)		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Densitatea (kg/m^3)	Beton simplu	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Beton armat	1150	1350	1550	1750	1950	2150

Rezistențele de calcul la compresiune:

$$f_{lcd} = \frac{\alpha_{lcc} f_{lck}}{\gamma_c} \qquad (2.30)$$

$$f_{lctd} = \frac{\alpha_{lct} f_{lctk}}{\gamma_c} \qquad (2.31)$$

în care: α_{lcc} și α_{lct} sunt coeficienți cu valoarea recomandată 0,85;

f_{lck}, f_{lctk} – valorile caracteristice ale rezistențelor la compresiune, respectiv la întindere, cu valorile din tabelul 2.5 corespunzătoare fractilului de 5% sau de 95%;

γ_c – coeficientul parțial de siguranță cu valorile de la punctul 2.1.1.

Caracteristicile de deformație ale betonului ușor sunt date în tabelul 2.7 și sunt marcate suplimentar cu indicele l.

Ele se obțin prin multiplicarea caracteristicilor de deformare din tabelul 2.2 cu coeficientul η_E pentru modulul de elasticitate și cu coeficientul η_1 pentru deformații.

Coeficientul de dilatare termică depinde în principal de tipul agregatelor utilizate și variază între 4×10^{-6} și 14×10^{-6}/K și se poate lua egal cu 8×10^{-6}/K.

Curgerea lentă se poate evalua multiplicând valoarea deformației corespunzătoare betonului cu densitatea normală (dată de relația (2.14)) cu doi factori: $\eta_E = \left(\rho/2200\right)^2$ și

$\eta_2 = 1{,}3$ pentru $f_{lck} \le$ LC 16/20,

$\eta_2 = 1{,}0$ pentru $f_{lck} \ge$ LC 20/25.

Valoarea finală a deformației de *contracție la uscare* poate fi obținut prin multiplicarea valorilor din tabelul 2.4 cu factorul:

$\eta_3 = 1{,}5$ pentru $f_{lck} \le$ LC 16/20,

$\eta_3 = 1{,}2$ pentru $f_{lck} \ge$ LC 20/25.

Diagrama efort-deformație a betonului ușor are alura din figura 2.2, 2.3 sau 2.4 în care valorile ε_{c1} și ε_{cu1}; ε_{c2} și ε_{cu2} respectiv ε_{c3} și ε_{cu3} se înlocuiesc cu valorile corespunzătoare ε_{lc1} și ε_{lcu1}; ε_{lc2} și ε_{lcu2} respectiv ε_{lc3} și ε_{lcu3} din tabelul 2.7.

Tabelul 2.7 Caracteristicile de deformație ale betonului ușor

Clasele de rezistență pentru betoanele cu agregate ușoare												
f_{lck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
E_{lcm} (GPa)	$E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_E$; $\eta_E = (\rho/2200)^2$												
ε_{lc1} (‰)	$kf_{lcm}/(E_{lci} \cdot \eta_E)$; $k = 1{,}1$ pentru betonul cu adaos de nisip $k = 1{,}0$ pentru toate betoanele cu agregate ușoare												
ε_{lcu1} (‰)	ε_{lc1}												
ε_{lc2} (‰)	2,0								2,2	2,3	2,4	2,5	
ε_{lcu2} (‰)	$3{,}5\,\eta_1$								$3{,}1\eta_1$	$2{,}9\eta_1$	$2{,}7\eta_1$	$2{,}6\eta_1$	
n	2,0								1,75	1,6	1,45	1,4	
ε_{lc3} (‰)	1,75								1,8	1,9	2,0	2,2	
ε_{lcu3} (‰)	$3{,}5\,\eta_1$								$3{,}1\eta_1$	$2{,}9\eta_1$	$2{,}7\eta_1$	$2{,}6\eta_1$	

Diagrama efort-deformație pentru *betonul confinat* din figura 2.5 poate fi utilizată și în cazul betonului cu agregate ușoare prin sporirea caracteristicilor de rezistență și deformare după cum urmează:

$$f_{lck,c} = f_{lck}\left(1{,}0 + k\,\sigma_2/f_{lck}\right) \qquad (2.32)$$

în care $k = 1{,}1$ pentru betonul cu adaos de nisip;

$k = 1{,}0$ pentru betonul cu agregate ușoare fine și grosiere.

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2}\left(f_{lck,c}/f_{lck}\right)^2 \qquad (2.33)$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0{,}2\,\sigma_2/f_{lck} \qquad (2.34)$$

unde ε_{lc2} și ε_{lcu2} se iau din tabelul 2.7.

2.2 Armături

2.2.1 Armătura nepretensionată

Armăturile din oțel utilizate la betonul armat (denumite și armături pasive), se realizează din bare, sârme (derulate din colaci), plase sudate și grinzi cu zăbrele bi sau tri – dimensionale realizate din bare cu profil periodic. Proprietățile acestor armături trebuie să fie în concordanță cu EN10080 și se referă la:

- limita de curgere (f_{yk} sau $f_{0,2k}$), cu $f_{0,2k}$ s-a notat efortul unitar corespunzător unei deformații remanente de 0,2%;
- limita de curgere reală maximă ($f_{y,max}$);
- rezistența de rupere la întindere (f_t);
- ductilitatea (ε_{uk} și f_t/f_{yk});
- aptitudinea de îndoire;
- caracteristicile de aderență (f_R–aria relativă a nervurilor transversale sau factorul de profil);
- dimensiunile secționale și toleranțele;
- rezistența la oboseală;
- sudabilitatea;
- rezistența la forfecare a îmbinărilor sudate la plase sudate și la grinzi cu zăbrele (carcase sudate).

Limita de curgere și rezistența de rupere sunt definite ca valori caracteristice a forței de curgere respectiv a forței maxime, divizate prin aria nominală a secțiunei transversale.

Diagrama reală σ-ε pentru armăturile din oțel laminate la cald sau prelucrate la rece, se înlocuiește în calcul cu o diagramă idealizată biliniară ca în figura 2.6. Pentru proiectarea curentă se poate utiliza oricare din următoarele diagrame de calcul:

- o diagramă cu ramura superioară înclinată, cu alungirea limită ε_{ud} și efortul maxim egal cu kf_{yk}/γ_s, sau
- o diagramă cu ramură superioară orizontală și fără limitarea deformației.

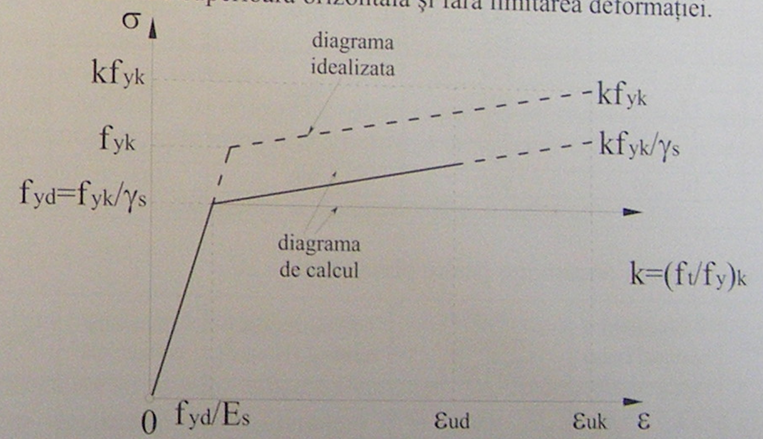


Figura 2.6 Diagrama efort-deformație idealizată și de calcul pentru armătura obișnuită (întinsă și comprimată)

Coeficientul parțial de siguranță γ_s are valorile:

$\gamma_s = 1{,}15$ pentru situații persistente și tranzitorii de proiectare.

$\gamma_s = 1{,}00$ pentru situații accidentale.

Valoarea de calcul a alungirii limită (ε_{ud}) se stabilește în funcție de valoarea caracteristică (ε_{uk}) cu relația:

$$\varepsilon_{ud} = 0{,}9\varepsilon_{uk} \qquad (2.35)$$

Oțelurile recomandate pentru armături, după EC2, au limita de curgere caracteristică până la $f_{yk} = 600$ MPa.

Normele europene restricționează și metodele de sudare a acestor armături în funcție de modul de încărcare al elementelor structurale și de natura efortului din bare.

Proprietățile armăturilor utilizate la realizarea elementelor din beton armat sunt date în tabelul 2.8. În plus oțelurile trebuie să îndeplinească cerințe referitoare la rezistența la oboseală, încercarea de îndoire/dezdoire, rezistența la forfecare, cerințele minime de aderență ($f_{R,min}$) și la abateri maxime de masă.

Tabelul 2.8 Proprietățile armăturilor pentru beton armat

Forma armăturii	Bare și sârme			Plase sudate		
Clasa	A	B	C	A	B	C
Limita de curgere caracteristică f_{yk} sau $f_{0,2k}$ (MPa)	400 la 600					
Valoarea minimă $k=(f_t/f_y)_k$	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35
Deformația caracteristică la forța maximă ε_{uk} (%)	≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5

Produsele de oțel, autohton sau import, utilizate ca armături în țară sunt prezentate în tabelul 2.9 și 2.10 cu denumirile lor comerciale. Valorile limitei de curgere și a rezistenței de rupere sunt cele minime admise. După litera S urmează valoarea limitei de curgere în N/mm^2.

Tabelul 2.9 Caracteristicile armăturilor flexibile

Marca oțel	Diametrul nominal (mm)	Limita de curgere f_{yk} [N/mm^2]	Rezistența de rupere f_t [N/mm^2]	Denumire comercială	Proveniență
S 255	6.....12	255	360	OB 37	Ro.
S 235	14.....40	235			
S 355	6.....14	355	510	PC 52	
S 345	16.....28	345			
S 335	32.....40	335			
S 420	6.....12	420	590	PC 60	
S 405	14.....28	405			
S 395	32.....40	395			
S 500	6.....28	500	550 (525)	Bst 500S	Ro., D., H.
S 490	10.....40	490	590	B60,50	H.

Ro. – România, D. – Germania, H. – Ungaria.

Tabelul 2.10 Caracteristicile armăturilor pentru plase sudate

Marca oțel	Diametrul nominal (mm)	Limita de curgere f_{yk} [N/mm^2]	Rezistența de rupere f_t [N/mm^2]	Denumire comercială	Proveniență
S 490	3.....4	490	590 (600)	STNB	Ro.
S 440	4,5.....7,1	440	540 (550)		
S 390	8.....10	390	490 (500)		
S 500	3.....10	500	550 (525)	Bst 500M	Ro., D., H.
S 460	6, 8, 10	460	510	SPPB	Ro.

În general utilizarea oțelului OB 37 nu este economică, iar împreună cu oțelul PC52 nu se încadrează între limitele de curgere prescrisă în tabelul 2.8.

În cazul oțelurilor europene proiectantul poate să precizeze pe planșele de execuție S500, S345 etc. sau denumirea comercială a oțelului (de exemplu Bst 500S sau B50,60 etc.).

Oțelul OB37 și PC52 se consideră având clasa de ductilitate C, iar la oțelul S500 se va indica obligatoriu și clasa de ductilitate.

Este de preferat utilizarea unui singur tip de oțel la o lucrare, mai cu seamă în fabricile de prefabricate, pentru a elimina posibilitatea greșelilor datorită încurcării mărcilor.

Valoarea de calcul a modulului de elasticitate E_s poate fi luată egală cu 200000 N/mm^2, iar valoarea medie a densității 7850 kg/m^3.

2.2.2 Armătura pretensionată

Armăturile pretensionate (denumite și armături active) se realizează din sârme, bare și toroane. Ele constituie așa zisele tendoane pretensionate ale structurilor din beton precomprimat și trebuie să satisfacă cerințe de rezistență, ductilitate, oboseală și coroziune.

Tendoanele pretensionate pot fi clasificate în funcție de:

- rezistență definită de valoarea limitei de elasticitate convenționale $f_{p0,1k}$, de raportul $f_{pk}/f_{p0,1k}$ și alungirea la sarcina maximă ε_{uk};
- clasa, indicând comportarea la relaxare;
- dimensiuni;
- caracteristici de suprafață.

Mai sus s-au notat:

f_{pk} – rezistența caracteristică la întindere a armăturii pretensionate;

$f_{p0,1k}$ – efortul unitar corespunzător unei deformații remanente de 0,1%.

Eurocodul 2 definește trei clase de relaxare:

- Clasa 1- sârme și toroane (tendoane pretensionate obișnuite);
- Clasa 2 - sârme și toroane cu relaxare redusă;
- Clasa 3 - bare laminate la cald și bare prelucrate.

Pentru fiecare din aceste clase se prescrie pierderea de tensiune din relaxare ($\Delta\sigma_{pr}$) raportată la efortul inițial din precomprimare (σ_{pi}), în funcție de pierderea de tensiune din relaxare la 1000 ore (ρ_{1000}), de timp (t în ore) și de raportul $\mu=\sigma_{pmo}/f_{pk}$, σ_{pmo} fiind efortul în tendon imediat după tensionare sau transfer.

Fiecare lot de armătură va fi însoțit de un certificat conținând toate informațiile necesare pentru identificare referitor la criteriile de clasificare menționate mai sus, precum și informații suplimentare acolo unde este necesar.

Cerințele de rezistență și deformare pentru armăturile pretensionate sunt reflectate prin diagrama efort-deformație, care trebuie să însoțească certificatul eliberat de producător și din care să rezulte $f_{p0,1k}$, f_{pk} și ε_{uk}.

Valoarea de calcul a efortului unitar din armătură se stabilește cu relația:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \qquad (2.36)$$

în care coeficientul parțial de siguranță γ_s are aceleași valori ca și pentru armătura nepretensionată (vezi pct. 2.2.1).

Pentru proiectarea secțiunilor se poate adopta una din următoarele ipoteze:

- diagrama idealizată biliniară notată cu A în figura 2.7, se poate înlocui cu o diagramă de calcul (notată cu B) având ramura superioară înclinată și deformația limită $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\varepsilon_{uk}$, sau în lipsa unor valori mai exacte $\varepsilon_{ud} = 0{,}02$ și $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0{,}9$.
- diagrama biliniară idealizată A se poate înlocui cu o diagramă de calcul B având ramura superioară orizontală și fără limitarea deformației.

Cerințele de ductilitate și de oboseală ale armăturii pretensionate sunt specificate în EN 10138. Ductilitatea adecvată se consideră satisfăcută dacă tendoanele pretensionate ating raportul $f_{p0,1k}/f_{pk}$ prescris de norme. Valoarea recomandată este $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0{,}9$.

Valoarea de calcul a modulului de elasticitate (E_p) poate fi luat egal cu 205 GPa pentru sârme și bare. Valoarea reală poate varia între 195 și 210 GPa, în funcție de procesul de fabricație. În cazul toroanelor modulul de elasticitate variază între 185 și 205 GPa și se poate lua egal cu 195 GPa.

Densitatea medie a tendoanelor pretensionate poate fi admisă în mod normal la proiectare egală cu 7850 kg/m^3.

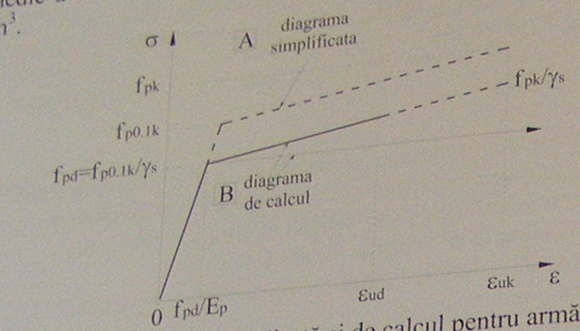


Figura 2.7 Diagrama efort-deformație idealizată și de calcul pentru armătura pretensionată

Produsele de oțel sub formă de toroane TBP (7ø3...5) sau sârme ø3...7mm și fascicule de sârme utilizate în țară se prezintă în tabelul 2.11. Față de oțelurile obișnuite la cele pentru precomprimate după litera S urmează rezistența la rupere minimă.

Tabelul 2.11 Caracteristicile oțelurilor pentru precomprimare

Marca oțel	Rezistența la curgere $f_{p0.1k}$ [N/mm^2]	Rezistența de rupere f_{pk} [N/mm^2]
S 1660	1494	1660
S 1770	1593	1770
S 1860	1679	1860

Toroanele produse în țară sau aduse din UE. sunt trecute în tabelul 2.12.

Tabelul 2.12 Caracteristicile toroanelor

Toron	Diametrul nominal (mm)	A_p (mm^2)	Oțel	Țară de proveniență
TBP9	9,2	50	S 1770	Ro.
	9,5	55	S 1770	D., H.
TBP12	12,2	90	S 1660	Ro.
	12,5	95	S 1770	D., H
	12,9	100	S 1770	
TBP 15	15,2	140	S 1860	D.
	15,7	150	S 1770	

2.3 Acțiuni în construcții

2.3.1 Clasificarea acțiunilor

Acțiunile (F) se clasifică în primul rând după variația lor în timp:

- *acțiuni permanente* (G), ca de exemplu greutatea proprie a structurilor, a utilajelor fixe; a căii la poduri sau contracția betonului și deformația inegală a reazemelor, etc;
- *acțiuni variabile* (Q), ca de exemplu încărcările utile ale planșeelor, grinzilor, acoperișurilor sau încărcările din zăpadă, vânt și variația temperaturii etc;
- *acțiuni accidentale* (A), ca de exemplu explozii, incendii, impactul de la vehicule sau mișcări seismice (A_E).

Încărcările provenite din acțiunea lichidelor, în funcție de variația presiunii în timp, pot fi considerate acțiuni permanente și/sau variabile.

Acțiunile se mai pot clasifica și după următoarele criterii:

- origine (acțiuni directe sau indirecte);
- poziția în spațiu (fixă sau mobilă);
- natura și/sau răspunsul structurii (statice sau dinamice).

2.3.2 Intensitățile caracteristice ale acțiunilor

Valoarea reprezentativă principală a acțiunilor este intensitatea caracteristică F_k, fiind specificată ca:

- valoarea medie, minimă sau maximă, sau ca valoare nominală (care nu corespunde unei distribuții statistice);
- valoarea impusă în documentația proiectului, corespunzând principiilor din EN 1991.

Valoarea caracteristică a unei acțiuni permanente poate fi: G_k atunci când variabilitatea intensității este mică, sau $G_{k,\inf}$ respectiv $G_{k,\sup}$ atunci când variabilitatea este semnificativă.

La determinarea valorii reprezentative a precomprimării (P_k) se va ține seama de variațiile posibile ale forței prin definirea a două valori caracteristice, superioară și inferioară, la starea limită de serviciu:

$$P_{k,\sup} = r_{\sup} P_m \tag{2.37}$$

$$P_{k,\inf} = r_{\inf} P_m \tag{2.38}$$

Valorile recomandate pentru $r_{\sup}$ și $r_{\inf}$ sunt următoarele:

- pentru armături preîntinse și armături neaderente $r_{\sup}$=1,05 și $r_{\inf}$=0,95;
- pentru armături postîntinse cu armături aderente $r_{\sup}$=1,10 și $r_{\inf}$=0,90;
- când se iau măsuri corespunzătoare pentru determinarea exactă a forței de precomprimare (de exemplu măsurători directe) $r_{\sup}$=$r_{\inf}$=1,00.

Valoarea medie a forței de precomprimare $P_m(t)$ se obține din anexa VII.

În starea limită ultimă se va utiliza o valoare medie $P_m(t)$.

Valoarea caracteristică a unei acțiuni variabile $\boldsymbol{Q_k}$ poate fi:

- o valoare superioară cu o anumită probabilitate de a nu fi depășită sau una inferioară cu o anumită probabilitate de a fi atinsă, pe anumite perioade de referință.
- o valoare nominală în cazurile când o distribuție statistică nu este cunoscută.

În cazul acțiunilor variabile se mai au în vedere următoarele valori reprezentative:

- *valoarea de combinație* $\psi_0 \boldsymbol{Q_k}$, folosită la verificările la stările limită ultime și stările limită ireversibile de serviciu;
- *valoarea frecventă* $\psi_1 \boldsymbol{Q_k}$, folosită la verificările la stările limită ultime când sunt implicate și acțiunile accidentale și la verificările la stările limită reversibile de serviciu.

În cazul construcțiilor civile și industriale valoarea frecventă se consideră acea valoare pe care acțiunea o depășește în 0,01 din timpul de referință; în cazul podurilor valoarea frecventă se consideră acțiunea revenită la o săptămână.

- *valoarea cvasipermanentă* $\psi_2 \boldsymbol{Q_k}$, folosită pentru evaluarea efectelor de lungă durată, precum și în cazul verificărilor specificate la valoarea frecventă. Cu această valoare se lucrează și în cazul acțiunilor dependente de timp.

În cazul construcțiilor civile și industriale valoarea cvasipermanentă se consideră acea valoare pe care acțiunea o depășește în 0,5 din timpul de referință; pentru acțiunea vântului sau a convoaielor mobile (la poduri) valoarea cvasipermanentă este nulă ($\psi_2 = 0$).

2.3.3 Intensitățile de calcul ale acțiunilor

Intensitatea de calcul F_d a unei acțiuni F este:

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \tag{2.39}$$

în care: $F_{rep} = \Psi \cdot F_k$ este valoarea reprezentativă a acțiunii;

γ_f coeficientul parțial al acțiunii, care ține cont de posibilitatea abaterilor defavorabile ale acțiunii de la valoarea reprezentativă;

Ψ o valoare dintre 1,0 sau ψ_0 și ψ_1 sau ψ_2 (tab. 2.13).

Conform relației 1.12 la determinarea valorii de calcul al efortului secțional E_d valoarea de calcul a acțiunilor se obține cu relația: (2.40)

$$F_d = \gamma_{sd} \cdot \gamma_f \cdot F_{rep} = \gamma_F \cdot F_{rep}$$

în care: γ_{sd} este coeficientul parțial al acțiunii, care ține cont de incertitudinile ale modelelor de calcul adoptate sau în unele cazuri chiar la modelarea acțiunilor.

Tabelul 2.13 Valorile recomandate pentru coeficienții ψ la clădiri

Acțiuni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Încărcările utile (EN 1991-1-1)			
Locuințe și birouri:	0,7	0,5	0,3
Săli de adunare și spații comerciale:	0,7	0,7	0,6
Depozite:	1,0	0,9	0,8
Circulația vehiculelor, vehicole ≤ 30 kN:	0,7	0,7	0,6
30 kN < vehicol ≤ 160 kN:	0,7	05	0,3
	0	0	0
Acoperișuri:			
Încărcări din zăpadă (EN 1991-1-3)			
Pentru amplasamente situate la altitudini H > 1000 peste nivelul mării	0,7	0,5	0,2
Pentru amplasamente situate la altitudini H ≤ 1000 peste nivelul mării	0,5	0,2	0
Încărcări din vânt (EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Acțiuni din variații de temperaturi (EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Valoarea coeficienților parțiali ai acțiunilor γ_F sunt prezentați în tabelul 2.14.

Pentru acțiunile accidentale, valoarea da calcul A_d trebuie să fie specificată în fiecare proiect, iar pentru acțiunea seismică, valoarea de calcul A_{Ed} trebuie stabilită pe baza valorii caracteristice A_{EK} sau se prescrie pentru fiecare construcție pe baza răspunsului dinamic al structurii, ținând cont de specificațiile cuprinse în EN 1998.

Tabelul 2.14 Valorile coeficienților parțiali de siguranță

Starea limită ultimă	Acțiuni permanente		Acțiuni temporare $\gamma_{Q,1}$ sau $\gamma_{Q,i}$
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	
EQU	1,1	0,9	1,5
STR	1,35	1,1	1,5
GEO	1,0	1,0	1,35

2.3.4 Combinația acțiunilor pentru stările limită ultime (fără oboseală)

- *Combinațiile fundamentale* se constituie pentru situațiile de proiectare persistente şi tranzitorii în baza relației:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} Q_{k,i} \qquad (2.41)$$

sau ca alternativă la stările limită STR şi GEO cea mai defavorabilă situație dintre următoarele două expresii:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} Q_{k,i} \qquad (2.42)$$

$$\sum_{j\geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} Q_{k,i} \qquad (2.43)$$

unde ξ = 0,85 coeficient de reducere în cazul în care încărcarea permanentă acționează în sens defavorabil cu valoarea recomandată.

– *Combinațiile accidentale* se pot obține cu relația:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} sau \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad (2.44)$$

Alegerea între $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ şi $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ se face în funcție de caracteristica situației de proiectare accidentală (impact, incendiu respectiv situația după un eveniment excepțional).

În general combinația accidentală conține o singură acțiune excepțională A (incendiu explozive sau impact) sau se referă la o situație după un eveniment excepțional când $A = 0$.

Precomprimarea este destinată, în majoritatea situațiilor, să aibă efecte favorabile; de aceea, pentru verificările în starea limită ultimă se utilizează coeficientul $\gamma_{p,fav}$=1,0. Această valoare poate fi utilizată şi în verificările la oboseală.

Pentru verificări la starea limită de stabilitate, în prezența precomprimării exterioare, dacă o creştere a valorii precomprimării poate fi defavorabilă se utilizează coeficientul parțial $\gamma_{p,nefav}$=1,3.

Pentru verificări ale efectelor locale se va utiliza coeficientul $\gamma_{p,nefav}$=1,2. Valoarea medie a forței de precomprimare P_m se obține din anexa VII.

– *Combinația în situație de proiectare seismică* se obține cu relația:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad (2.45)$$

La combinațiile de mai sus valorile de calcul ale acțiunilor în starea limită ultimă sunt trecute în tabelul 2.15.

Tabelul 2.15 Valorile de calcul ale acțiunilor în starea limită ultimă

Combinație	Relația	Acțiuni permanente		Acțiuni variabile dominante	Acțiuni variabile care nu sunt dominante dar acționează în același timp	
		Favorabil	Defavorabil		Acțiunea principală (dacă există)	Restul acțiunilor
Fundamentală	(2.41)	$\gamma_{Gj,sup}$, $G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$, $G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	-	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	(2.42)	$\gamma_{Gj,sup}$, $G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$, $G_{kj,inf}$	-	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	(2.43)	$\gamma_{Gj,sup}$, $G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$, $G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	-	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Accidentală	(2.44)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	$\psi_{1,1} sau \psi_{2,2}$ $Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismică	(2.45)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_{Ed}	-	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

2.3.5 Combinația acțiunilor pentru stările limită de serviciu

Pentru verificările la aceste stări limită se definesc următoarele trei situații:

– *Combinații caracteristice* pentru stările limită ireversibile de serviciu, conform relației: (2.46)

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

– *Combinații frecvente* pentru stările limită reversibile de serviciu, conform relației: (2.47)

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

– *Combinații cvasipermanente* pentru efectele de durată şi aspectul structurii (fisurarea şi deformațiile), conform relației: (2.48)

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Dacă EN 1991-EN 1999 nu dispune altfel, în cadrul stării limită de serviciu coeficienții parțiali γ_F vor avea valoarea 1,0 (tabelul 2.16).

Tabelul 2.16 Valorile de calcul ale acțiunilor utilizate în combinații

Combinații	Acțiuni permanent, G_d		Acțiuni variabile, Q_d	
	Defavorabile	Favorabile	Dominante	Altele
Caracteristice	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Frecvente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Cvasipermanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$

3. PROIECTAREA ELEMENTELOR ÎN STAREA LIMITĂ ULTIMĂ

3.1 Încovoierea cu sau fără forță axială

3.1.1 Ipoteze de calcul

Analiza unei secțiuni transversale în vederea determinării rezistenței ultime a ei necesită adoptarea următoarelor ipoteze simplificatoare:

- secțiunile rămân plane după deformare;
- deformația specifică a armăturii aderente, la întindere ori la compresiune, este aceeași cu a betonului înconjurător;
- rezistența la întindere a betonului se neglijează;
- eforturile din betonul comprimat se deduc din diagrama de calcul efort-deformație din figura 2.3 sau 2.4;
- eforturile din armătura obișnuită sau pretensionată se obțin din diagrama prezentată în figura 2.6 sau 2.7;
- deformația specifică a betonului din secțiunile transversale supuse la compresiune aproximativ centrică ($e/h < 0{,}1$) se limitează la $\varepsilon_{c2} = 2‰$ pentru betoane cu $f_{ck} \le 50$ N/mm^2, iar pentru valori mai mari conform tabelului 2.2;
- pentru secțiunile transversale care nu sunt în întregime comprimate, deformația limită la compresiune se ia $\varepsilon_{cu2} = 3{,}5‰$ pentru betoane cu $f_{ck} \le 50$ N/mm^2, iar pentru restul cazurilor conform tabelului 2.2;
- pentru cazuri intermediare, deformația specifică la compresiune se obține presupunând că secțiunea se roteşte în jurul pivotului C (fig. 3.1).

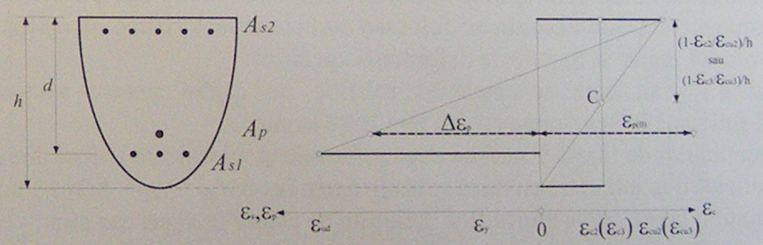


Figura 3.1 Distribuțiile posibile de deformații în secțiunea transversală

Dacă se va utiliza diagrama efort-deformație din figura 2.4, cele de mai sus rămân valabile, înlocuind ε_{c2} cu ε_{c3}, respectiv ε_{cu2} cu ε_{cu3}.

Deformația specifică totală a armăturii pretensionate în starea limită ultimă este:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p(0)} + \Delta\varepsilon_p$$

în care: $\varepsilon_{p(0)}$ este deformația specifică din precomprimare;

$\Delta\varepsilon_p$ – deformația specifică adițională (creşterea deformației specifice a armăturii pretensionate A_p din momentul decompresiunii betonului în fibra adiacentă până în momentul atingerii scurtării limită a betonului în zona comprimată ε_{cu2}).

Deformația specifică pentru armăturile obișnuite şi cele pretensionate se limitează la valoarea ε_{ud} conform paragrafelor 2.2.1 respectiv 2.2.2.

Distribuția eforturilor unitare pe înălțimea zonei comprimate de beton rezultă de formă parabolică dreptunghiulară dacă se utilizează diagrama σ_c-ε_c din figura 2.3. Având în vedere mecanismul destul de laborios de calcul, există posibilitatea ca pornind de la diagrama specificată σ_c-ε_c din figura 2.4, să se folosească o diagramă dreptunghiulară pentru distribuția eforturilor unitare de comprsesiune în beton, conform figurii 3.2.

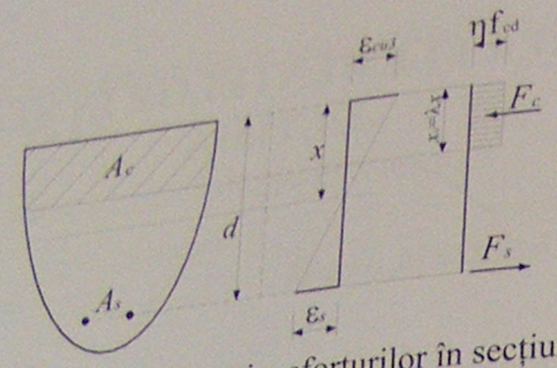


Figura 3.2 Distribuția deformațiilor și a eforturilor în secțiunea transversală

Factorul λ din figura 3.2 definește înălțimea efectivă de calcul x_c a zonei comprimate de beton și se stabilește astfel:

$$\lambda = 0{,}8 \quad \text{pentru } f_{ck} \le C50/60;$$

$$\lambda = 0{,}8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad \text{pentru } f_{ck} > C50/60,$$

iar coeficientul η de reducere a rezistenței betonului ține cont de efectele de lungă durată și efectele nefavorabile rezultând din modul de aplicare a încărcării și se determină după cum urmează:

$$\eta = 1{,}0 \quad \text{pentru } f_{ck} \le C50/60;$$

$$\eta = 1{,}0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad \text{pentru } f_{ck} > C50/60.$$

Dacă zona comprimată descrește în direcția fibrei extreme comprimate, valoarea ηf_{cd} se reduce cu 10%.

3.1.2 Relații de calcul

Determinarea *momentului încovoietor capabil* se face utilizând cele două ecuații de echilibru static precum și relațiile dintre deformațiile specifice, relații ce rezultă din ipoteza secțiunilor plane. De asemenea, atunci când este necesar, se folosesc curbele caracteristice ale celor două materiale pentru a stabili efortul unitar în funcție de deformația specifică.

În tabelul 3.1 sunt date schemele și relațiile de calcul pentru secțiunile de formă dreptunghiulară solicitate la încovoiere cu sau fără forțe axiale.

Calculul secțiunilor de formă T se face după schemele și relațiile de calcul din tabelul 3.2.

În cazul solicitării la întindere cu mică excentricitate ($e_0 = M_{Ed} / N_{Ed} < h/2 - d_1$) nu se contează pe participarea betonului la preluarea eforturilor. Relațiile de calcul în acest caz sunt:

$$N_{Ed} = (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} \tag{3.13}$$

$$M_{Eds1} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot y_{s1} = -A_{s2} \cdot f_{yd} (d - d_2) \tag{3.14}$$

$$M_{Eds2} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot (d - y_{s1} - d_2) = A_{s2} \cdot f_{yd} (d - d_2) \tag{3.15}$$

în care M_{Eds1} și M_{Eds2} reprezintă momentele de încovoiere în raport cu centrele de greutate ale armăturilor A_{s1} respectiv A_{s2}.

La solicitarea de întindere centrică, capacitatea portantă a secțiunii are valoarea:

$$N_{Ed} = A_s \cdot f_{yd} \tag{3.16}$$

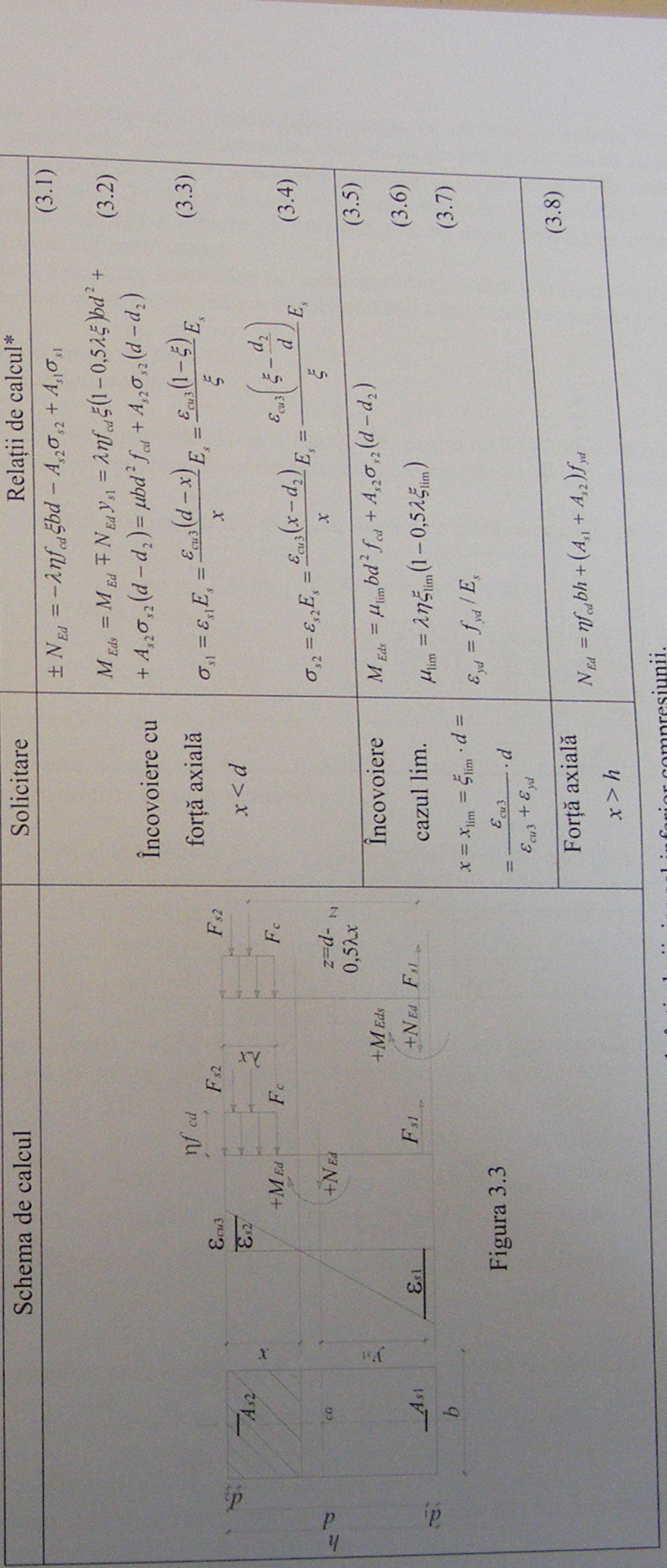
în care A_s este aria totală de armătură dispusă simetric în secțiune.

Atunci când momentul încovoietor este însoțit de o forță axială de compresiune, valoarea momentului încovoietor de calcul, obținut din analiza statică va fi egală cu cel puțin $e_0 N_{Ed}$ în care $e_0 = h / 30 \ge 20\text{mm}$.

Calculul secțiunilor solicitate la încovoiere se face cu relațiile prezentate mai sus, în care se consideră $N_{Ed} = 0$.

Starea limită ultimă indusă de deformarea structurală (flambajul) se referă la structuri sau la elemente flexibile, solicitate îndeosebi la compresiune, a căror capacitate portantă este influențată în mod semnificativ de deformațiile lor.

Tabelul 3.1 Relații pentru calculul secțiunilor dreptunghiulare

Schema de calcul	Solicitare	Relații de calcul*	
	Încovoiere cu forță axială $x < d$	$\pm N_{Ed} = -\lambda\eta f_{cd}\xi bd - A_{s2}\sigma_{s2} + A_{s1}\sigma_{s1}$	(3.1)
		$M_{Eds} = M_{Ed} \mp N_{Ed} y_{s1} = \lambda\eta f_{cd}\xi(1 - 0{,}5\lambda\xi)bd^2 + A_{s2}\sigma_{s2}(d - d_2) = \mu bd^2 f_{cd} + A_{s2}\sigma_{s2}(d - d_2)$	(3.2)
		$\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s = \frac{\varepsilon_{cu3}(d - x)}{x} E_s = \frac{\varepsilon_{cu3}(1 - \xi)}{\xi} E_s$	(3.3)
		$\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s = \frac{\varepsilon_{cu3}(x - d_2)}{x} E_s = \frac{\varepsilon_{cu3}\left(\xi - \frac{d_2}{d}\right)}{\xi} E_s$	(3.4)
	Încovoiere cazul lim. $x = x_{lim} = \xi_{lim} \cdot d = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} \cdot d$	$M_{Eds} = \mu_{lim} bd^2 f_{cd} + A_{s2}\sigma_{s2}(d - d_2)$	(3.5)
		$\mu_{lim} = \lambda\eta\xi_{lim}(1 - 0{,}5\lambda\xi_{lim})$	(3.6)
		$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$	(3.7)
	Forță axială $x > h$	$N_{Ed} = \eta f_{cd} bh + (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd}$	(3.8)

* În relații semnul superior pentru N_{Ed} corespunde întinderii, iar cel inferior compresiunii.

Figura 3.3

Tabelul 3.2 Relații pentru calculul secțiunilor T

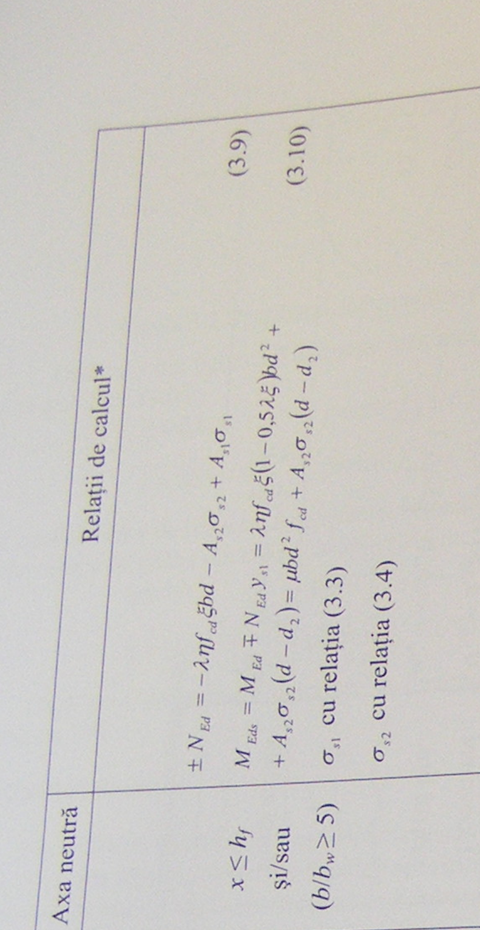
Schema de calcul	Axa neutră	Relații de calcul*
	$x \le h_f$ și/sau $(b/b_w \ge 5)$	$\pm N_{Ed} = -\lambda\eta f_{cd}\xi bd - A_{s2}\sigma_{s2} + A_{s1}\sigma_{s1}$ (3.9) $M_{Eds} = M_{Ed} \mp N_{Ed}y_{s1} = \lambda\eta f_{cd}\xi(1-0{,}5\lambda\xi)bd^2 + A_{s2}\sigma_{s2}(d-d_2) = \mu bd^2 f_{cd} + A_{s2}\sigma_{s2}(d-d_2)$ (3.10) σ_{s1} cu relația (3.3) σ_{s2} cu relația (3.4)
	$x > h_f$	$\pm N_{Ed} = -[(b-b_w)h_f + b_w d\lambda\xi]\eta f_{cd} - A_{s2}\sigma_{s2} + A_{s1}\sigma_{s1}$ (3.11) $M_{Eds} = [(b-b_w)h_f(d-0{,}5h_f) + b_w d^2\lambda\xi(1-0{,}5\lambda\xi)]\eta f_{cd} + A_{s2}\sigma_{s2}(d-d_2)$ (3.12)

Figura 3.4

Figura 3.5

* În relații semnul superior pentru N_{Ed} corespunde întinderii, iar cel inferior compresiunii.

Proiectarea la stabilitate structurală ținând seama de efectele de ordinul doi trebuie să ofere siguranța că, pentru cele mai defavorabile combinații de acțiuni în starea limită ultimă, nu se produce pierderea echilibrului static (local sau al structurii în ansamblu), sau rezistența secțiunilor transversale individuale solicitate la încovoiere și forțe longitudinale nu este depășită.

Comportarea structurală trebuie să fie verificată în orice direcție în care ruperea datorită efectelor de ordinul doi poate apărea.

Posibilele incertitudini referitoare la rigiditatea conexiunilor trebuie luate și ele în considerare. Aspecte ale analizei efectelor de ordinul II sub încărcări axiale sunt prezentate în anexa IV.

3.1.3 Dimensionarea grinzilor

3.1.3.1 *Secțiuni dreptunghiulare*

Conform relației din tabelul 3.1 și a figurii 2.6, pentru oțelul S500 se obține ξ_{lim}, apoi utilizând relația (3.6) se pot calcula valorile coeficientului μ_{lim} în funcție de clasa betonului (tabelul 3.3).

Tabelul 3.3 Valorile coeficienților ξ_{lim} și μ_{lim} în funcție de clasa betonului pentru oțel S500

Coeficientul \ Clasa de beton	≤ C50/60	C55/65	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
λ	0,8000	0,7875	0,7750	0,7500	0,7250	0,7000
η	1,0000	0,9750	0,9500	0,9000	0,8500	0,8000
ξ_{lim}	0,617	0,588	0,572	0,554	0,545	0,545
μ_{lim}	0,372	0,347	0,328	0,296	0,269	0,247

Pentru betonul ușor având clasa LC ≤ 50/55 și oțel S500 valorile ξ_{lim} și μ_{lim} sunt trecute în tabelul 3.4 pentru diferite clase de densitate.

Tabelul 3.4 Valorile coeficienților ξ_{lim} și μ_{lim} pentru oțel S500 și beton ușor LC ≤ 50/55

ρ	≤ 800	≤ 1000	≤ 1200	≤ 1400	≤1600	≤ 1800	≤ 2000
ξ_{lim}	0,4988	0,5199	0,5393	0,5572	0,5738	0,5892	0,6030
μ_{lim}	0,319	0,329	0,338	0,346	0,354	0,360	0,366

Utilizarea oțelurilor PC52 și OB37 la betoane cu clase superioare nu este rentabilă, din acest motiv se prezintă valorile ξ_{lim} și μ_{lim} pentru betoane până la clasa C50/60:

OB37 $\xi_{lim} = 0{,}769$; $\mu_{lim} = 0{,}425$

PC52 $\xi_{lim} = 0{,}700$; $\mu_{lim} = 0{,}403$

PC60 $\xi_{lim} = 0{,}665$; $\mu_{lim} = 0{,}390$

STNB $\phi 4{,}5...7{,}1$ $\xi_{lim} = 0{,}647$; $\mu_{lim} = 0{,}383$

Valoarea relativă a momentului încovoietor M_{Eds} se obține cu relația:

$$\mu = \frac{M_{Eds}}{bd^2 f_{cd}} \tag{3.17}$$

Armarea simplă se folosește dacă $\mu \le \mu_{lim}$, aria de armătură calculându-se cu relația de mai jos:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \pm \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \tag{3.18}$$

în care: $$\omega = \lambda \cdot \eta \cdot \xi \tag{3.19}$$

Coeficienții ξ și ω se determină în funcție de μ din tabelul 3.5a pentru betoane ≤ C60/75 și 3.5b pentru betoane > C60/75 indiferent de marca oțelului.

Tabelul 3.5a Coeficienții pentru calculul secțiunii dreptunghiulare simplu armate supuse la încovoiere cu/fără forța axială, pentru beton ≤ C50/60

μ	≤C50/60			≤C55/65			≤C60/75		
	ξ	ω	ε_{s1}[‰]	ξ	ω	ε_{s1}[‰]	ξ	ω	ε_{s1}[‰]
0,010	0,0126	0,0101	25	0,0131	0,0101	25	0,0137	0,0101	25
0,015	0,0189	0,0151	25	0,0197	0,0151	25	0,0205	0,0151	25
0,020	0,0253	0,0202	25	0,0263	0,0202	25	0,0275	0,0202	25
0,025	0,0317	0,0253	25	0,0330	0,0253	25	0,0344	0,0253	25
0,030	0,0381	0,0305	25	0,0397	0,0305	25	0,0414	0,0305	25
0,035	0,0445	0,0356	25	0,0464	0,0357	25	0,0484	0,0357	25
0,040	0,0510	0,0408	25	0,0532	0,0409	25	0,0555	0,0409	25
0,045	0,0576	0,0461	25	0,0600	0,0461	25	0,0626	0,0461	25
0,050	0,0641	0,0513	25	0,0668	0,0514	25	0,0698	0,0514	25
0,055	0,0708	0,0566	25	0,0737	0,0566	25	0,0770	0,0567	25
0,060	0,0774	0,0619	25	0,0807	0,0620	25	0,0842	0,0620	25
0,065	0,0841	0,0673	25	0,0876	0,0673	25	0,0915	0,0674	25
0,070	0,0908	0,0726	25	0,0946	0,0727	25	0,0989	0,0728	25
0,075	0,0976	0,0780	25	0,1017	0,0781	25	0,1062	0,0782	24
0,080	0,1044	0,0835	25	0,1088	0,0836	25	0,1137	0,0837	23
0,085	0,1112	0,0890	25	0,1159	0,0891	24	0,1211	0,0892	21
0,090	0,1181	0,0945	25	0,1231	0,0946	22	0,1287	0,0947	20
0,095	0,1250	0,1000	25	0,1303	0,1001	21	0,1362	0,1003	18
0,100	0,1320	0,1056	23	0,1376	0,1057	19	0,1438	0,1059	17
0,105	0,1390	0,1112	22	0,1449	0,1114	18	0,1515	0,1115	16
0,110	0,1460	0,1168	20	0,1523	0,1170	17	0,1592	0,1172	15
0,115	0,1531	0,1225	19	0,1597	0,1227	16	0,1670	0,1230	14
0,120	0,1603	0,1282	18	0,1672	0,1285	15	0,1748	0,1287	14
0,125	0,1675	0,1340	17	0,1747	0,1342	15	0,1827	0,1345	13
0,130	0,1747	0,1398	17	0,1823	0,1401	14	0,1907	0,1404	12
0,135	0,1820	0,1456	16	0,1899	0,1459	13	0,1987	0,1463	12
0,140	0,1893	0,1515	15	0,1976	0,1518	13	0,2067	0,1522	11
0,145	0,1967	0,1574	14	0,2053	0,1578	12	0,2148	0,1582	11
0,150	0,2042	0,1633	14	0,2131	0,1638	11	0,2230	0,1642	10
0,155	0,2117	0,1693	13	0,2210	0,1698	11	0,2312	0,1703	10
0,160	0,2192	0,1754	12	0,2289	0,1759	10	0,2396	0,1764	9
0,165	0,2268	0,1815	12	0,2369	0,1820	10	0,2479	0,1825	9
0,170	0,2345	0,1876	11	0,2449	0,1882	10	0,2564	0,1888	8
0,175	0,2422	0,1938	11	0,2530	0,1944	9	0,2649	0,1950	8
0,180	0,2500	0,2000	11	0,2612	0,2006	9	0,2735	0,2013	8
0,185	0,2578	0,2063	10	0,2694	0,2070	8	0,2821	0,2077	7
0,190	0,2657	0,2126	10	0,2777	0,2133	8	0,2908	0,2141	7
0,195	0,2737	0,2190	9	0,2860	0,2198	8	0,2996	0,2206	7
0,200	0,2818	0,2254	9	0,2945	0,2263	7	0,3085	0,2272	6
0,205	0,2899	0,2319	9	0,3030	0,2328	7	0,3175	0,2338	6
0,210	0,2980	0,2384	8	0,3116	0,2394	7	0,3266	0,2404	6
0,215	0,3063	0,2450	8	0,3202	0,2460	7	0,3357	0,2471	6
0,220	0,3146	0,2517	8	0,3290	0,2528	6	0,3449	0,2539	6
0,225	0,3230	0,2584	7	0,3378	0,2595	6	0,3542	0,2608	5
0,230	0,3314	0,2652	7	0,3467	0,2664	6	0,3636	0,2677	5
0,235	0,3400	0,2720	7	0,3557	0,2733	6	0,3731	0,2747	5
0,240	0,3486	0,2789	7	0,3648	0,2803	5	0,3827	0,2818	5
0,245	0,3573	0,2859	6	0,3740	0,2873	5	0,3924	0,2889	4
0,250	0,3661	0,2929	6	0,3833	0,2945	5	0,4023	0,2962	4
0,255	0,3750	0,3000	6	0,3926	0,3017	5	0,4122	0,3035	4
0,260	0,3840	0,3072	6	0,4021	0,3089	5	0,4222	0,3109	4
0,265	0,3930	0,3144	5	0,4117	0,3163	4	0,4324	0,3183	4
0,270	0,4022	0,3218	5	0,4214	0,3238	4	0,4426	0,3259	4
0,275	0,4115	0,3292	5	0,4312	0,3313	4	0,4531	0,3336	4
0,280	0,4208	0,3367	5	0,4411	0,3389	4	0,4636	0,3413	3
0,285	0,4303	0,3443	5	0,4511	0,3466	4	0,4743	0,3492	3
0,290	0,4399	0,3519	4	0,4613	0,3544	4	0,4851	0,3571	3
0,295	0,4496	0,3597	4	0,4716	0,3623	3	0,4960	0,3652	3
0,300	0,4594	0,3675	4	0,4820	0,3703	3	0,5071	0,3734	3
0,305	0,4694	0,3755	4	0,4926	0,3784	3	0,5184	0,3817	3
0,310	0,4794	0,3836	4	0,5033	0,3867	3	0,5298	0,3901	3

μ	≤C50/60			≤C55/65			≤C60/75		
	ξ	ω	ε_{s1}[‰]	ξ	ω	ε_{s1}[‰]	ξ	ω	ε_{s1}[‰]
0,315	0,4897	0,3917	4	0,5142	0,3950	3	0,5414	0,3986	2
0,320	0,5002	0,4002	3	0,5254	0,4037	3	0,5535	0,4075	2
0,328	0,5169	0,4135	3	0,5432	0,4173	3	0,5725	0,4215	2
0,330	0,5211	0,4169	3	0,5477	0,4208	3			
0,335	0,5319	0,4255	3	0,5593	0,4297	2			
0,340	0,5429	0,4343	3	0,5710	0,4387	2			
0,345	0,5540	0,4432	3	0,5829	0,4479	2			
0,347	0,5585	0,4468	3	0,5878	0,4516	2			
0,350	0,5653	0,4523	3						
0,355	0,5769	0,4615	3						
0,360	0,5886	0,4708	2						
0,365	0,6005	0,4804	2						
0,370	0,6126	0,4901	2						
0,372	0,6175	0,4940	2						

Tabelul 3.5b Coeficienții pentru calculul secțiunii dreptunghiulare simplu armate supuse la încovoiere cu/fără forța axială, pentru beton > C60/75

μ	≤C70/85			≤C80/95			≤C90/105		
	ξ	ω	ε_{s1}[‰]	ξ	ω	ε_{s1}[‰]	ξ	ω	ε_{s1}[‰]
0,010	0,0149	0,0101	25	0,0163	0,0101	25	0,0180	0,0101	25
0,015	0,0224	0,0151	25	0,0246	0,0151	25	0,0270	0,0151	25
0,020	0,0300	0,0202	25	0,0328	0,0202	25	0,0362	0,0203	25
0,025	0,0376	0,0254	25	0,0412	0,0254	25	0,0454	0,0254	25
0,030	0,0452	0,0305	25	0,0496	0,0305	25	0,0546	0,0306	25
0,035	0,0529	0,0357	25	0,0580	0,0358	25	0,0639	0,0358	25
0,040	0,0606	0,0409	25	0,0665	0,0410	25	0,0733	0,0411	25
0,045	0,0684	0,0462	25	0,0751	0,0463	25	0,0828	0,0463	25
0,050	0,0763	0,0515	25	0,0837	0,0516	25	0,0923	0,0517	25
0,055	0,0841	0,0568	25	0,0923	0,0569	25	0,1018	0,0570	23
0,060	0,0921	0,0621	25	0,1011	0,0623	23	0,1115	0,0624	21
0,065	0,1001	0,0675	24	0,1099	0,0677	21	0,1212	0,0679	19
0,070	0,1081	0,0730	22	0,1187	0,0731	19	0,1310	0,0734	17
0,075	0,1162	0,0784	21	0,1276	0,0786	18	0,1409	0,0789	16
0,080	0,1243	0,0839	19	0,1366	0,0842	16	0,1508	0,0845	15
0,085	0,1325	0,0894	18	0,1456	0,0897	15	0,1608	0,0901	14
0,090	0,1408	0,0950	16	0,1547	0,0953	14	0,1709	0,0957	13
0,095	0,1491	0,1006	15	0,1639	0,1010	13	0,1811	0,1014	12
0,100	0,1574	0,1063	14	0,1731	0,1067	12	0,1914	0,1072	11
0,105	0,1659	0,1120	14	0,1825	0,1124	12	0,2017	0,1130	10
0,110	0,1744	0,1177	13	0,1918	0,1182	11	0,2122	0,1188	10
0,115	0,1829	0,1235	12	0,2013	0,1241	10	0,2227	0,1247	9
0,120	0,1915	0,1293	11	0,2108	0,1299	10	0,2333	0,1307	9
0,125	0,2002	0,1351	11	0,2205	0,1359	9	0,2441	0,1367	8
0,130	0,2090	0,1411	10	0,2302	0,1418	9	0,2549	0,1427	8
0,135	0,2178	0,1470	10	0,2399	0,1479	8	0,2658	0,1488	7
0,140	0,2267	0,1530	9	0,2498	0,1539	8	0,2768	0,1550	7
0,145	0,2356	0,1591	9	0,2598	0,1601	7	0,2879	0,1613	6
0,150	0,2447	0,1652	8	0,2698	0,1663	7	0,2992	0,1675	6
0,155	0,2538	0,1713	8	0,2799	0,1725	7	0,3105	0,1739	6
0,160	0,2630	0,1775	8	0,2902	0,1788	6	0,3220	0,1803	5
0,165	0,2722	0,1838	7	0,3005	0,1852	6	0,3336	0,1868	5
0,170	0,2816	0,1901	7	0,3109	0,1916	6	0,3453	0,1934	5
0,175	0,2910	0,1964	7	0,3214	0,1981	5	0,3571	0,2000	5
0,180	0,3005	0,2029	6	0,3321	0,2046	5	0,3691	0,2067	4
0,185	0,3101	0,2093	6	0,3428	0,2113	5	0,3812	0,2135	4
0,295	0,5508	0,3718	2						
0,296	0,5533	0,3735	2						

Armarea dublă este necesară dacă $\mu > \mu_{\lim}$, ariile de armătură determinându-se cu relaţiile 3.1, 3.2 şi 3.4 după cum urmează:

$$A_{s2} = \frac{M_{Eds} - \mu_{\lim} b d^2 f_{cd}}{\sigma_{s2}(d - d_2)} \tag{3.20}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}}(\lambda \eta f_{cd} \xi_{\lim} b d + A_{s2}\sigma_{s2} \pm N_{Ed}) \tag{3.21}$$

Dacă $\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ se consideră $\sigma_{s2} = f_{yd}$, iar relaţiile (3.20) şi (3.21) se pot pune sub forma:

$$A_{s2} = \frac{\mu - \mu_{\lim}}{d - d_2} b d^2 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \tag{3.22}$$

$$A_{s1} = \omega_{\lim} b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + A_{s2} \pm \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \tag{3.23}$$

În relaţia 3.18 şi 3.21 semnul superior corespunde întinderii, iar semnul inferior compresiunii.

Pentru grinzi dreptunghiulare realizate din beton uşor se utilizează relaţiile de mai sus înlocuind f_{cd} cu f_{lcd} (conform punctului 2.1.6).

3.1.3.2 *Secţiuni în formă T*

Dacă $b/b_w \geq 5$, în general axa neutră este în placă $x \leq h_f$, sau dacă este satisfăcută condiţia:

$$\mu = \frac{M_{Eds}}{b_w d^2 f_{cd}} \leq \eta \frac{b}{b_w} \frac{h_f}{d}\left(1 - 0{,}5\frac{h_f}{d}\right) \tag{3.24}$$

În această situaţie dimensionarea secţiunilor de formă T se face cu relaţiile de la secţiunile dreptunghiulare, înlocuind lăţimea grinzii cu lăţimea plăcii.

Dacă axa neutră se află în grindă ($x > h_f$) se determină momentul redus

$$\mu_{s1} = \mu - \eta \frac{h_f}{d}\left(\frac{b}{b_w} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\frac{h_f}{d}\right) \tag{3.25}$$

şi se compară cu valoarea limită din tabelul 3.3.

- dacă $\mu_{s1} \leq \mu_{\lim}$ se foloseşte armarea simplă; din tabelul 3.5 se obţin coeficienţii ω şi ξ cu care se determină aria de armătură:

$$A_s = \left[\omega + \eta\left(1 - \frac{b_w}{b}\right)\frac{h_f}{d}\right] b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \pm \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \tag{3.26}$$

în cazul respectării inegalităţii $\varepsilon_{s1} = \dfrac{0{,}0035(1-\xi)}{\xi} \geq \varepsilon_{yd}$;

- dacă $\mu_{s1} \geq \mu_{\lim}$ este necesară armarea dublă

$$A_{s2} = \frac{\mu - \mu_{\lim} - \eta \dfrac{h_f}{d}\left(\dfrac{b}{b_w} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\dfrac{h_f}{d}\right)}{d - d_2} b_w d^2 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \tag{3.27}$$

$$A_{s1} = \left[b_w d \lambda \xi_{\lim} + (b - b_w)h_f\right]\frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} + A_{s2} \pm \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \tag{3.28}$$

În relaţiile de mai sus N_{Ed} se consideră cu semnul „-" în cazul compresiunii şi cu „+" în cazul întinderii.

3.1.4 Dimensionarea stâlpilor

3.1.4.1 *Secţiuni dreptunghiulare*

În mod curent, stâlpii se armează simetric $A_{s1} = A_{s2}$. Determinarea armăturii totale $A_{tot} = A_{s1} + A_{s2} = 2A_{s1}$ se face pe baza valorilor:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b h^2 f_{cd}}; \quad \nu = \frac{N_{Ed}}{b h f_{cd}}; \quad \frac{d_1}{h} = \frac{d_2}{h} \tag{3.29}$$

cu ajutorul figurii 3.6, pentru betoane cu clasa ≤ C50/60

$$A_{stot} = \omega_{tot} b h \, f_{cd} / f_{yd} \tag{3.30}.$$

Dacă cantitatea totală de armătură se repartizează uniform pe cele patru feţe $A_{stot}/4$ se vor utiliza tabelele din figura 3.7. Coeficientul ω_{tot} corespunde de asemenea pentru betoane cu clasa ≤ C50/60.

Stâlpii solicitaţi de o forţă axială N_{Ed} şi un moment încovoietor M_{Ed}, la care planul de acţiune al momentului încovoietor nu coincide cu planul de simetrie al secţiunii se consideră solicitaţi la *compresiune excentrică oblică*.

Având în vedere că la marea majoritate a structurilor solicitările se obţin cu ajutorul unor programe de calcul tridimensionale, la stâlpi se obţin momente după axele principale ale secţiunii M_{Edy} şi M_{Edz} (fig. 3.8a).

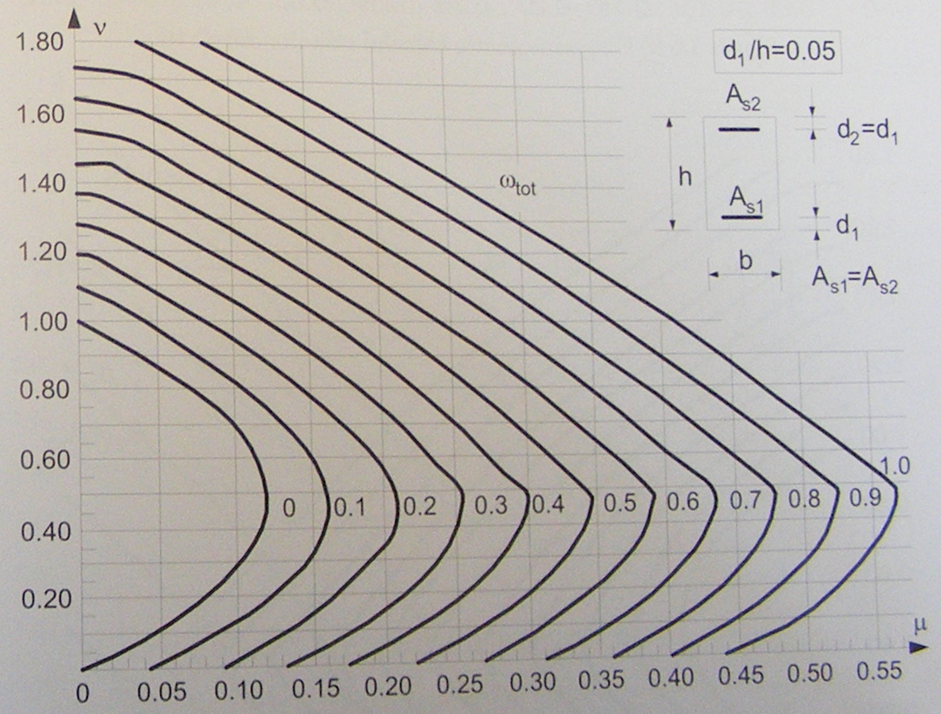


Figura 3.6 a) Diagrame pentru calculul stâlpilor d/h=0,05

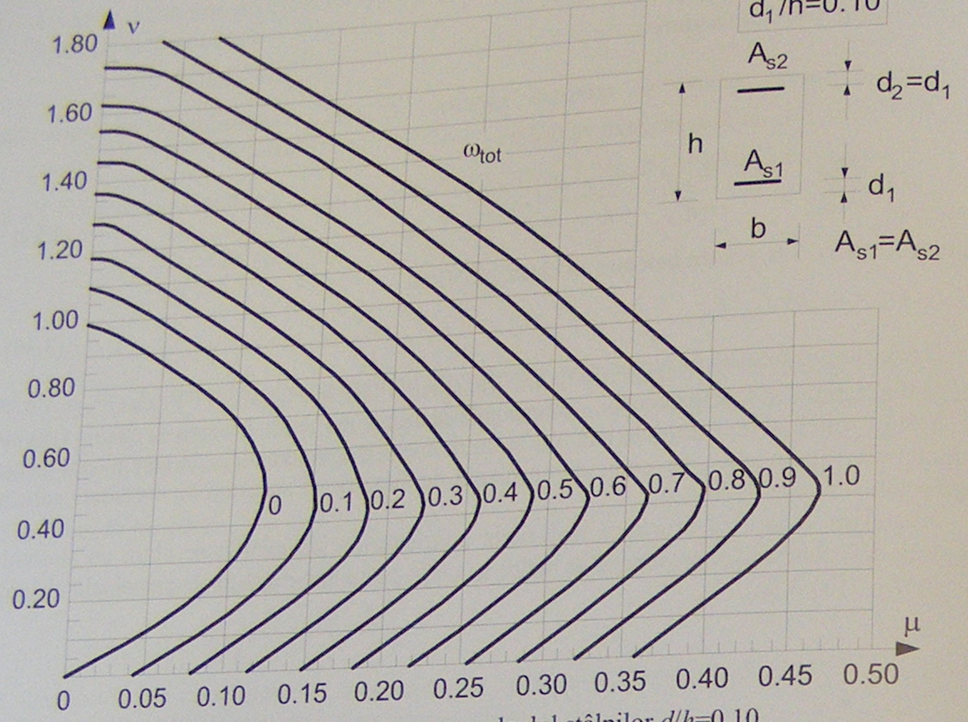


Figura 3.6 b) Diagrame pentru calculul stâlpilor d/h=0,10

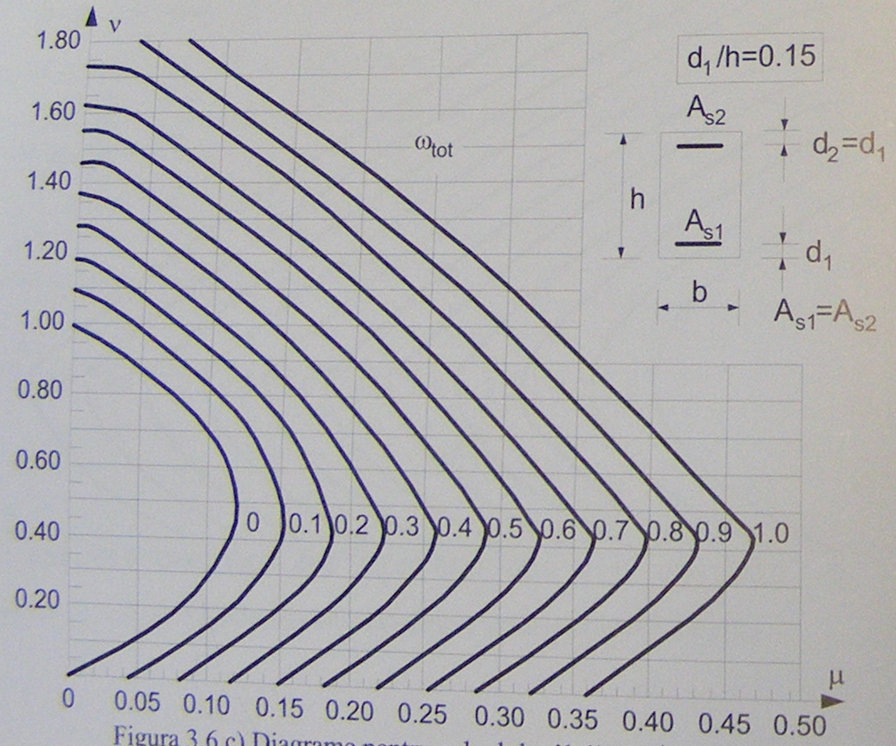


Figura 3.6 c) Diagrame pentru calculul stâlpilor $d/h = 0{,}15$

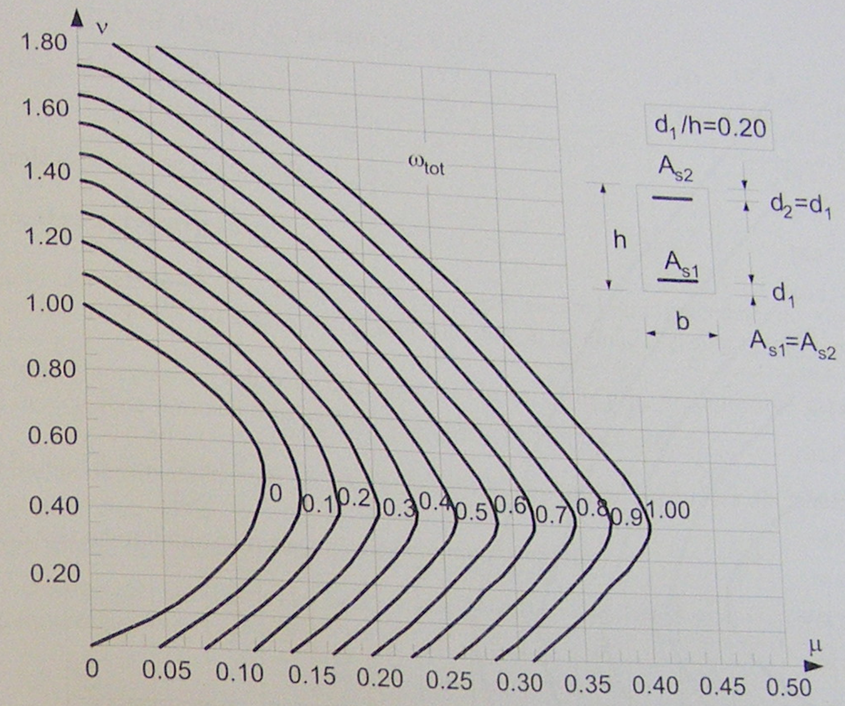


Figura 3.6 d) Diagrame pentru calculul stâlpilor $d/h = 0{,}20$

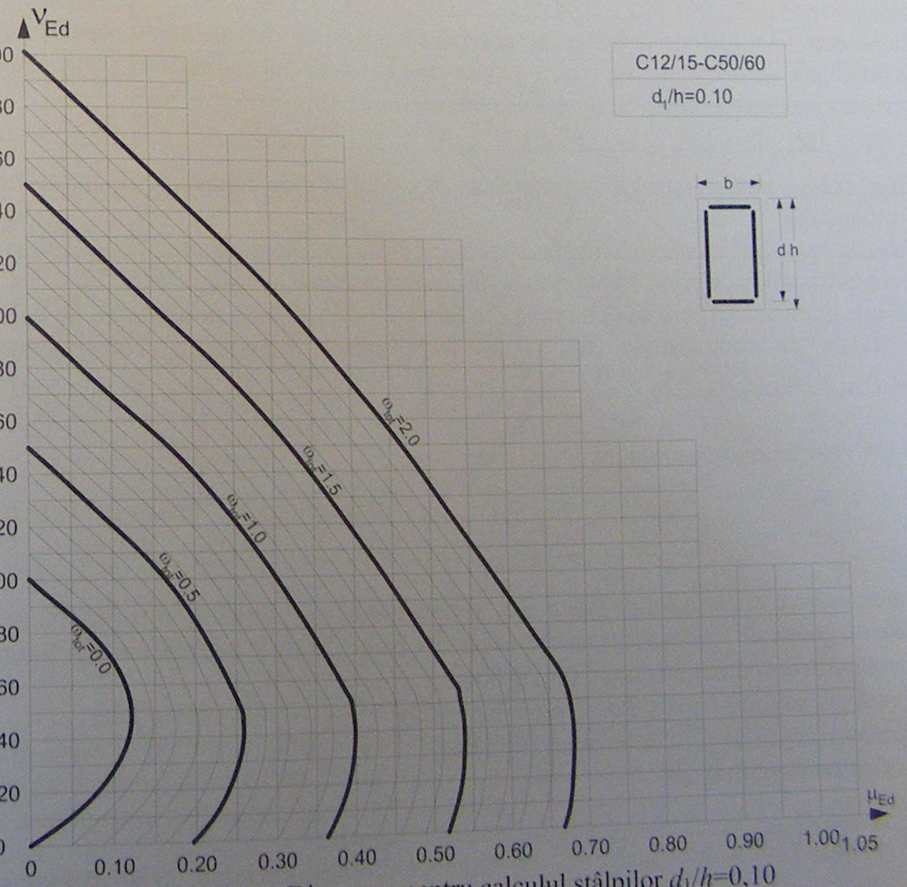


Figura 3.7 a) Diagrame pentru calculul stâlpilor d_1/h=0,10

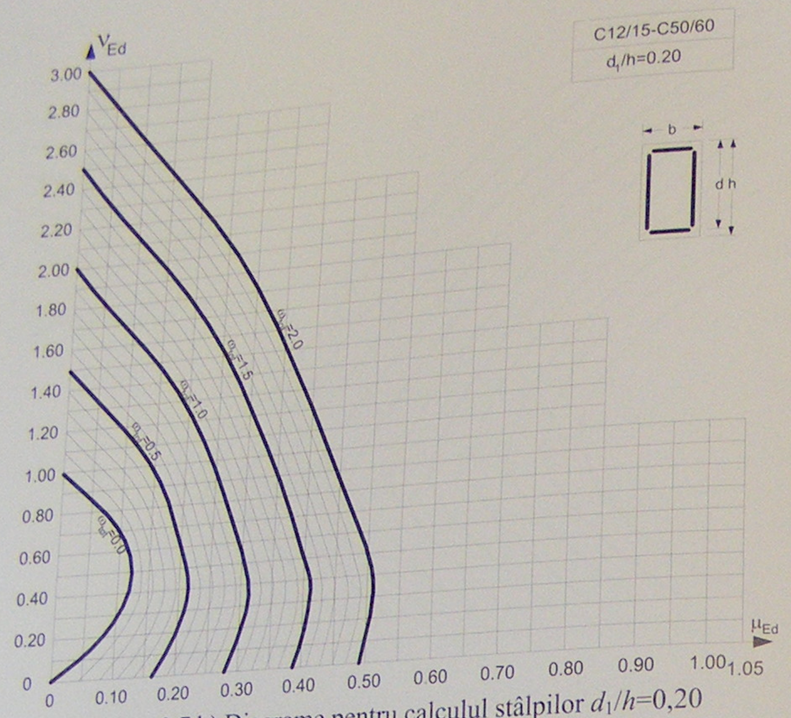


Figura 3.7 b) Diagrame pentru calculul stâlpilor d_1/h=0,20

În absența unei metode detaliate, se acceptă un calcul de dimensionare separat pe cele două direcții principale ale secțiunii, așa cum s-a arătat mai sus după care se verifică secțiunea obținută la compresiunea excentrică oblică cu relația de mai jos:

$$\left(M_{Edy}/M_{Rdy}\right)^{\alpha_n}+\left(M_{Edz}/M_{Rdz}\right)^{\alpha_n}\le 1 \qquad (3.31)$$

unde: M_{Edy} și M_{Edz} sunt momentele încovoietoare de calcul pe cele două direcții, inclusiv efectele de ordinul doi;

M_{Rdy} și M_{Rdz} sunt momentele încovoietoare capabile pe cele două direcții, calculate în ipoteza compresiunii excentrice drepte, sub acțiunea forței axiale de calcul N_{Ed};

α_n este coeficientul care se determină din tabelul 3.6 în funcție de valoarea de calcul a forței axiale de compresiune N_{Ed} și de forța axială capabilă la compresiune centrică $N_{Rd}=bhf_{cd}+A_{stot}f_{yd}$.

Tabelul 3.6 Valorile coeficientului α_n

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
α_n	1,0	1,5	2,0

Dimensionarea armăturilor se poate face și cu ajutorul diagramelor de interacțiune din figura 3.9. Aceste diagrame de interacțiune sunt reprezentate pentru tipurile de armături din figura 3.8:

- armături concentrate în colțuri (fig. 3.8b);
- armături uniform repartizate pe patru laturi (fig. 3.8c);
- armături repartizate pe două laturi (fig. 3.8d);.

Se calculează coeficienții

$$\nu_d=\frac{N_{Ed}}{bhf_{cd}};\ \mu_{Edy}=\frac{M_{Edy}}{bh^2f_{cd}}\ \text{și}\ \mu_{Edz}=\frac{M_{Edz}}{b^2hf_{cd}} \qquad (3.32)$$

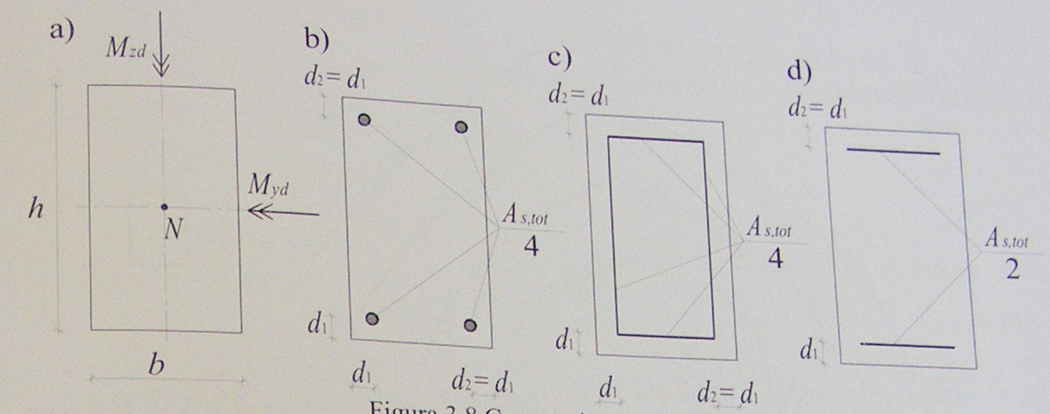


Figura 3.8 Compresiune excentrică oblică

Dacă $\mu_{Edy}\ge\mu_{Edz}$ atunci pentru modurile de armare din figura 3.8b și 3.8c se consideră $\mu_1=\mu_{Edy}$ și $\mu_2=\mu_{Edz}$, altfel $\mu_1=\mu_{Edz}$ și $\mu_2=\mu_{Edy}$.

Pentru modul de armare din figura 3.8d $\mu_1=\mu_{Edy}$ și $\mu_2=\mu_{Edz}$.

Din diagramele prezentate în figura 3.9 se obține coeficientul ω_{tot} cu care se determină cantitatea de armătură cu relația 3.30.

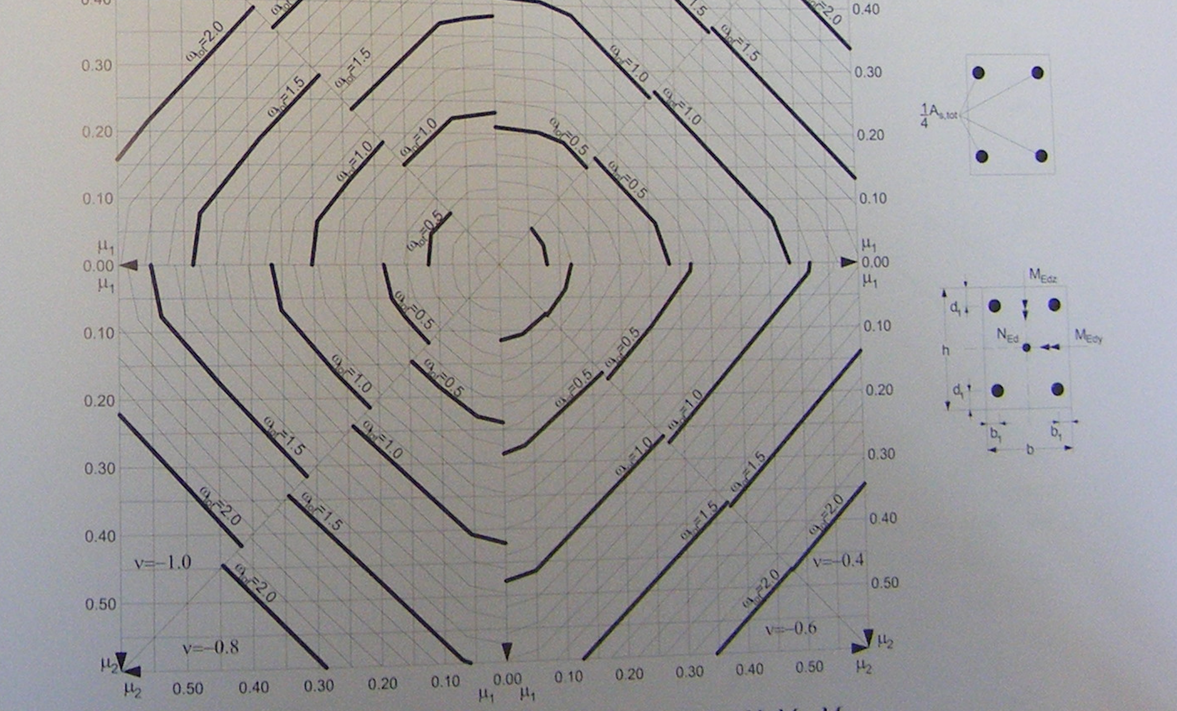
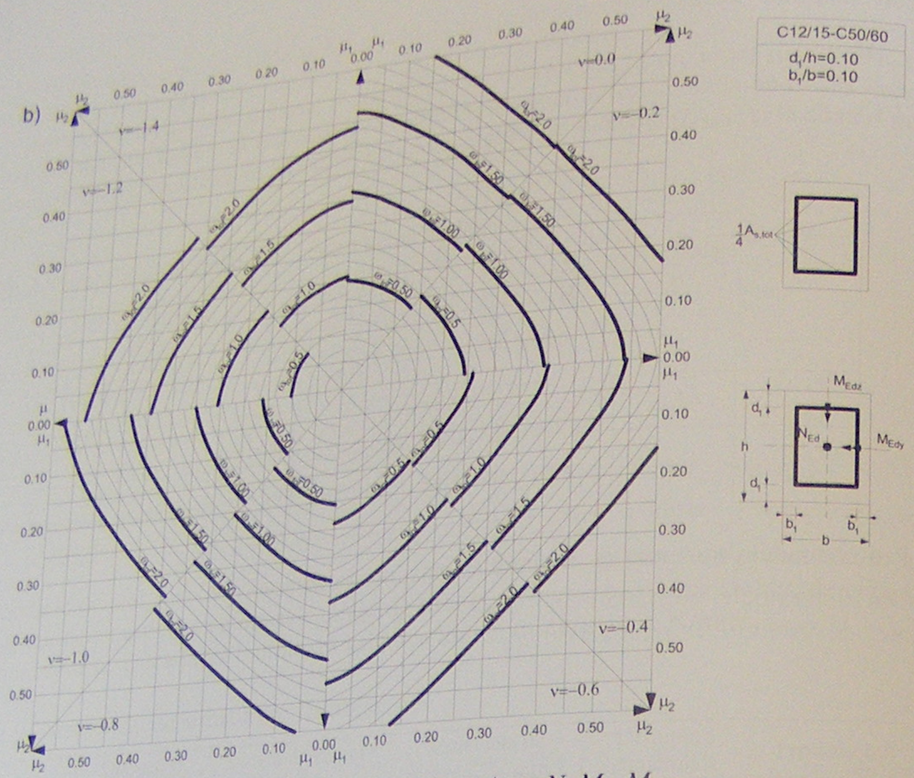


Figura 3.9 Diagrame de interacțiune N, M_y, M_z



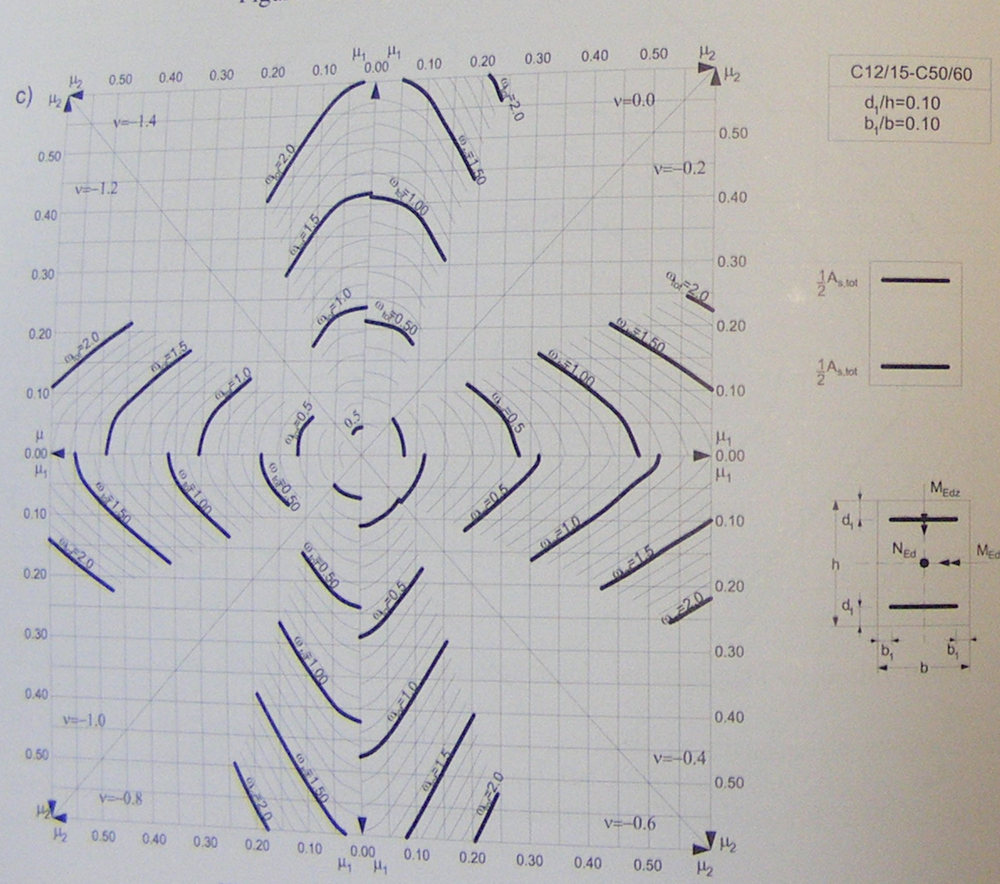


Figura 3.9 Diagrame de interacțiune N, M_y, M_z

3.1.4.2 *Secțiuni circulare și inelare*

Armătura rezultată din calcul se distribuie uniform pe perimetrul secțiunii, dispunându-se cel puțin șase bare.

Aria totală de armătură rezultă din relația:

$$A_{stot} = \omega_{tot} A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \tag{3.33}$$

– pentru secțiuni circulare coeficientul ω_{tot} se obține din figura 3.10 în funcție de d_1/h respectiv $\mu_{Ed} = \dfrac{M_{Ed}}{A_c h f_{cd}}$ și $\nu_{Ed} = \dfrac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$ în care $A_c = \dfrac{\pi h^2}{4}$ (3.34)

– pentru secțiuni inelare coeficientul ω_{tot} se obține din figura 3.11 pentru rapoartele: $\dfrac{r_i}{r_a} = 0{,}90$ respectiv $\dfrac{d_1}{(r_a - r_i)} = 0{,}5$ în funcție de coeficienții μ_{Ed} și ν_{Ed} determinați cu relațiile 3.34 în care aria de beton se obține cu relația $A_c = 0{,}597 r_a^2 = 0{,}149 h^2$.

Diagramele sunt valabile pentru betoane cu clasa ≤ C50/60.

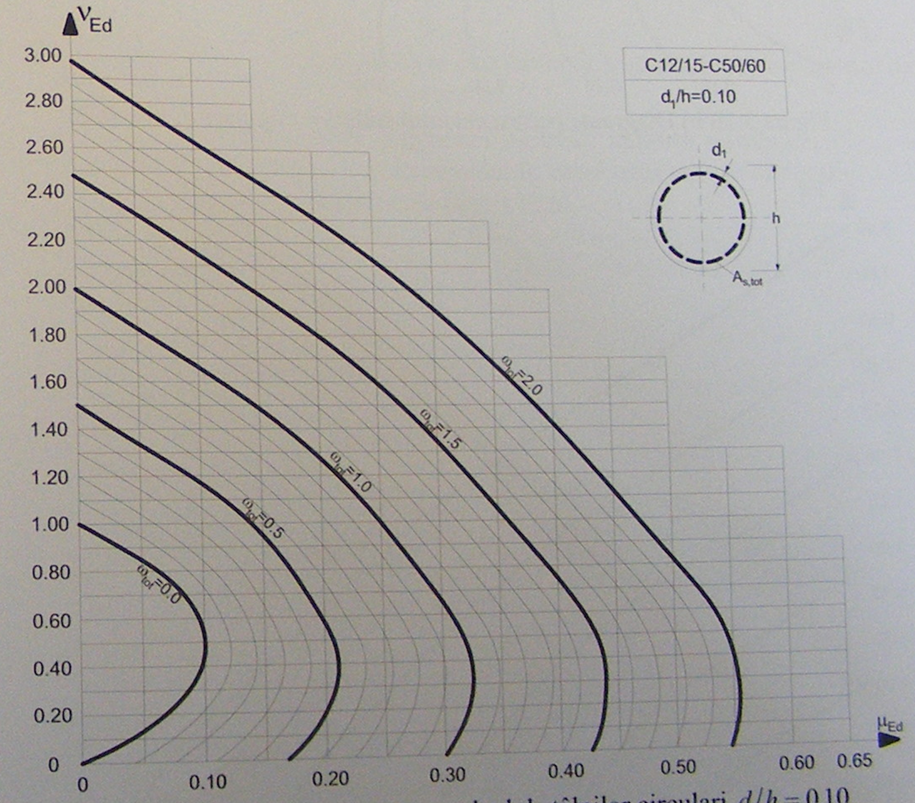


Figura 3.10 a) Diagrame pentru calculul stâlpilor circulari $d/h = 0{,}10$

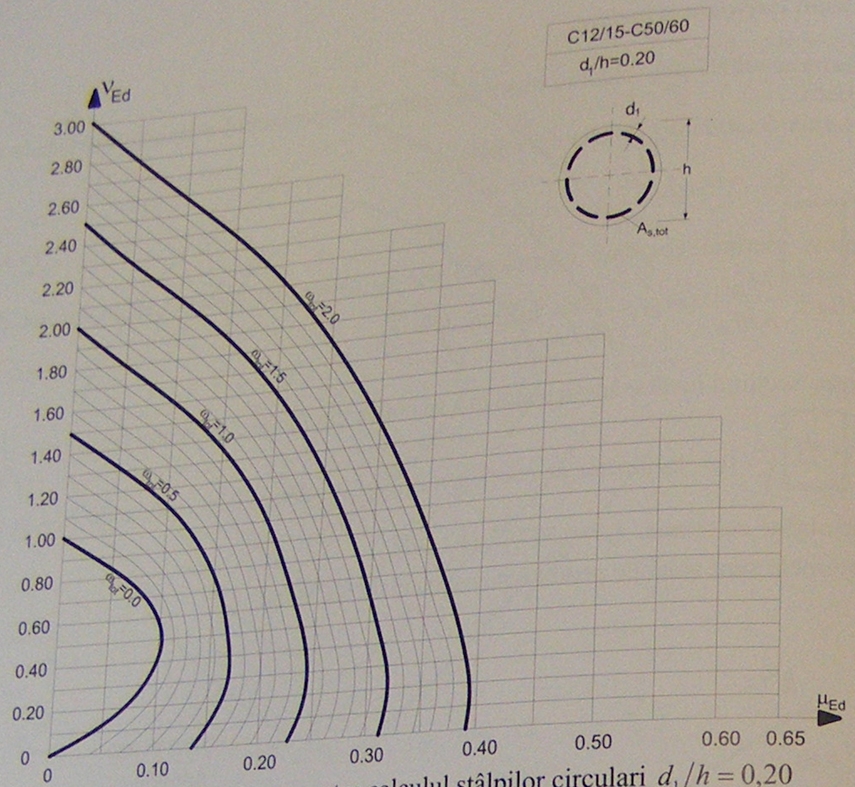


Figura 3.10 b) Diagrame pentru calculul stâlpilor circulari $d_1/h = 0{,}20$

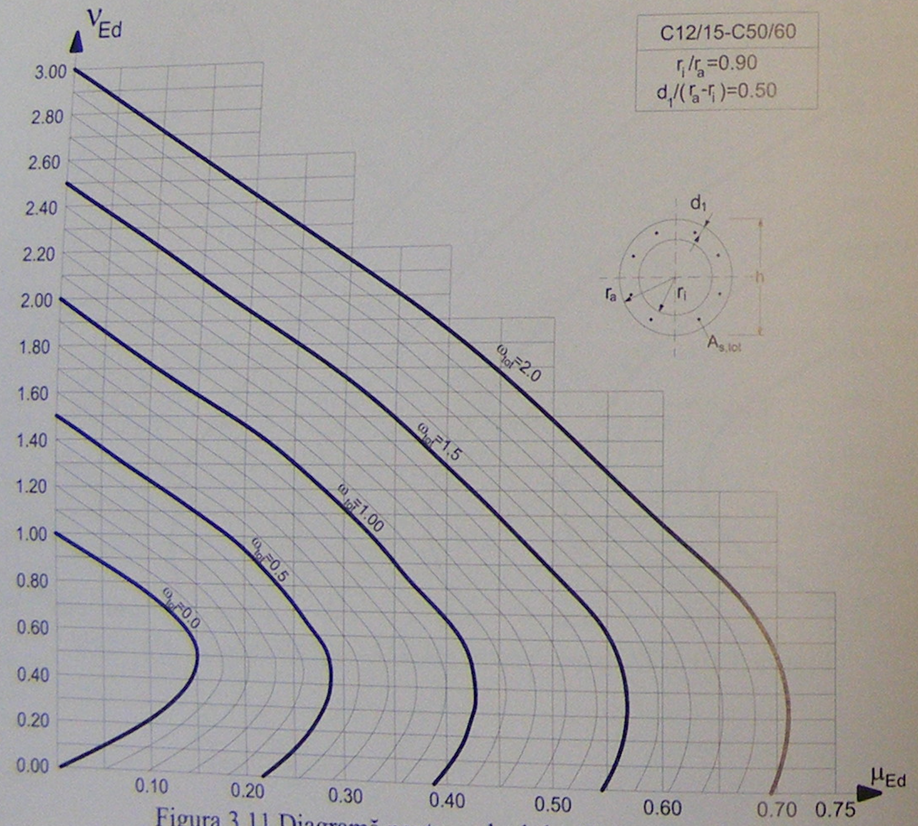


Figura 3.11 Diagramă pentru calculul stâlpilor inelari

3.2 Forța tăietoare

3.2.1 Determinarea forței tăietoare de calcul V_{Ed}

3.2.1.1 *Grinzi simplu rezemate sau continue*

Forța tăietoare de calcul V_{Ed}, se determină, într-o secțiune considerată, din încărcările exterioare aplicate şi din precomprimare (armături aderente sau nu).

Ca şi la moment încovoietor verificările se efectuează la valoarea maximă a forței tăietoare. În urma calculului static forța tăietoare maximă se obține în axul reazemului.

În apropierea reazemelor o parte a încărcării poate fi preluată de reazem prin transmiterea directă, deci, se poate admite o reducere a forței tăietoare de solicitare (fig. 3.12).

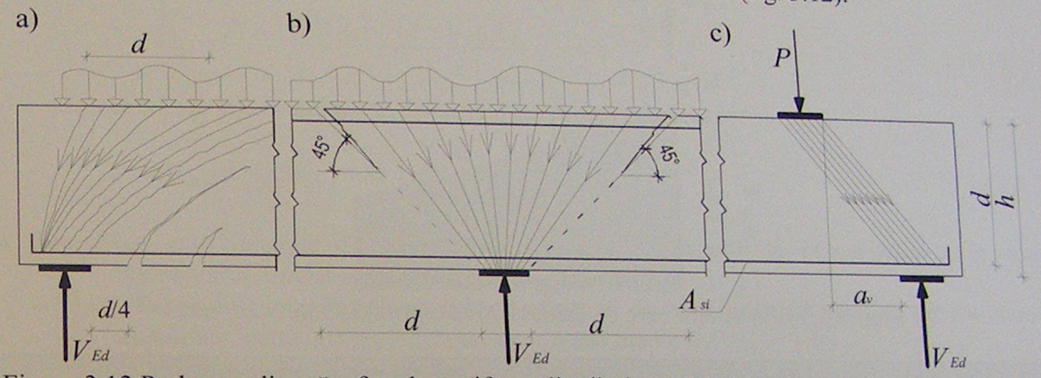


Figura 3.12 Preluarea directă a forțelor uniform distribuite a), b) şi a celor concentrate c) de către reazeme.

Astfel dacă pe o placă sau grindă acționează încărcări uniform distribuite, $V_{Ed,red}$ se poate determina la distanța d măsurată de la fața reazemului în cazul unui reazem direct (fig. 3.13.a) şi la fața reazemului în cazul unei rezemări indirecte (fig. 3.13.b).

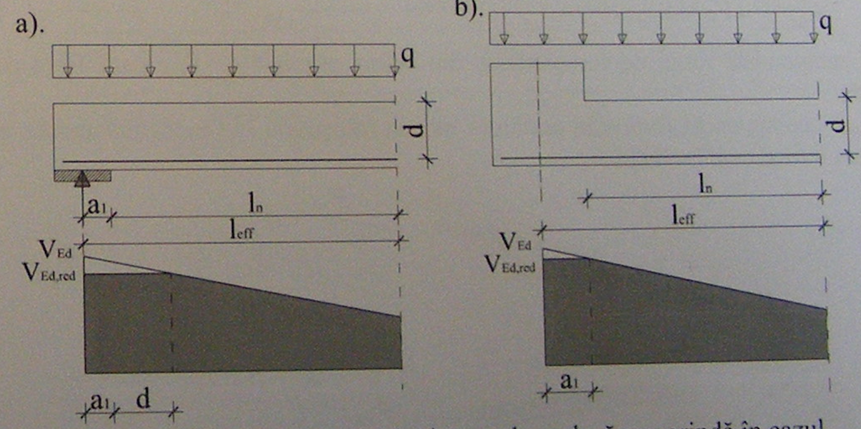


Figura 3.13 Reducerea forței tăietoare la o placă sau grindă în cazul unei rezemări directe a) sau indirecte b)

Şi în cazul forțelor concentrate aplicate la o distanță de $0{,}5d \le a_v \le 2{,}0d$ de la fața reazemului, se poate admite transmiterea directă la reazem a unei părți din încărcare. (fig. 3.12.c). Dacă distanța dintre forță şi reazem este mai mică decât $a_v \le 0{,}5d$ se poate considera în calcule $a_v = 0{,}5d$.

Reducerea forței tăietoare de calcul V_{Ed}, pe porțiunea situată între reazem şi forța concentrată P se poate obține cu relația:

$$\Delta V_P = V_P(1-\beta) \tag{3.35}$$

unde β este un coeficient subunitar şi se determină după cum urmează:

(3.36)

$$\beta = \frac{a_v}{2d}$$

În figura 3.14 se prezintă un exemplu de determinare a forței tăietoare de calcul ținând cont de reducerile de mai sus.

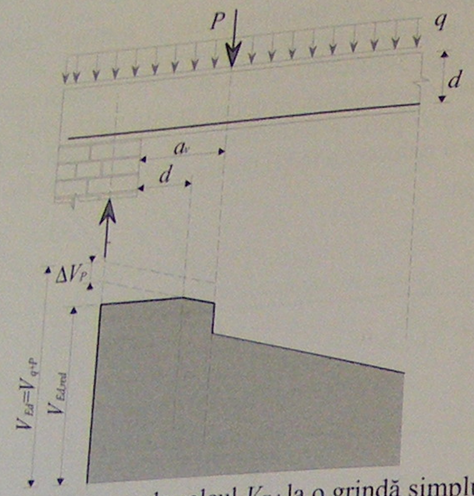


Figura 3.14 Forța tăietoare de calcul V_{Ed} la o grindă simplu rezemată

Reducerea forței tăietoare de calcul se admite numai dacă armătura longitudinală întinsă este ancorată corespunzător. Armăturile pentru forța tăietoare se duc până la reazem. Se verifică forța tăietoare pe reazem V_{Ed} să fie mai mică de cât $V_{Rd,max}$.

La elementele cu înălțime variabilă forța tăietoare de calcul V_{Ed} pe lângă cele arătate mai sus, se mai poate corecta și cu componentele verticale ale forțelor înclinate (fig. 3.15).

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td} - V_{pd} \qquad (3.37)$$

V_{ccd} – componenta forței de compresiune din beton, paralelă cu V_{Ed}, dacă fibra comprimată este înclinată;

V_{td}, V_{pd} – componenta forței din armătura întinsă (obișnuită sau precomprimată), paralelă cu V_{Ed}, dacă fibra întinsă este înclinată.

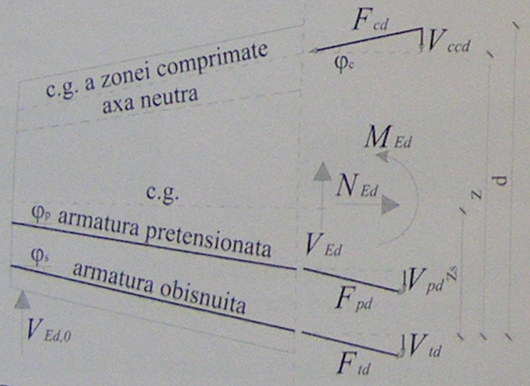


Figura 3.15 Corecția forței tăietoare la elementele cu secțiune variabilă

$$V_{ccd} = \frac{M_{Eds}}{z} tg\varphi_c \qquad (3.38)$$

$$V_{td} = \left(\frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed}\right) tg\varphi_s \qquad (3.39)$$

$$V_{pd} = F_{pd} \cdot \sin\varphi_p \qquad (3.40)$$

în care: $M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s$

$F_{pd} = P_{mt}$ – forța de precomprimare medie probabilă (vezi anexa VII).

3.2.1.2 *Elemente structurale participante la preluarea forțelor seismice*

a) Structuri în cadre multietajate

La *grinzi*, pentru fiecare secțiune de capăt, se calculează două valori ale forțelor tăietoare de proiectare, maximă $V_{Ed,max}$ și minimă $V_{Ed,min}$ corespunzând valorilor maxime ale momentelor pozitive și negative $M_{db,i}$, care se dezvoltă la cele două extremități (i = 1 și 2) ale grinzii și încărcarea verticală din gruparea seismică:

$$V_{Ed} = \frac{|M_{db1}| + |M_{db2}|}{l_{cl}} + \frac{(g + \psi_2 q) l_{cl}}{2} \qquad (3.41)$$

Momentele de la extremități se determină conform figurii 3.16.

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \qquad (3.42)$$

în care: $M_{Rb,i}$ este valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i, în sensul momentului asociat sensului de acțiune a forțelor;

γ_{Rd} – factorul de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului, pentru clasa de ductilitate înaltă (H) γ_{Rd} = 1,2; iar pentru cea medie (M) γ_{Rd} = 1,0;

ΣM_{Rc} și ΣM_{Rb} – sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nod (fig. 3.16); valoarea ΣM_{Rc} trebuie să corespundă forței axiale din stâlpi în situația asociată sensului considerate al acțiunii seismice.

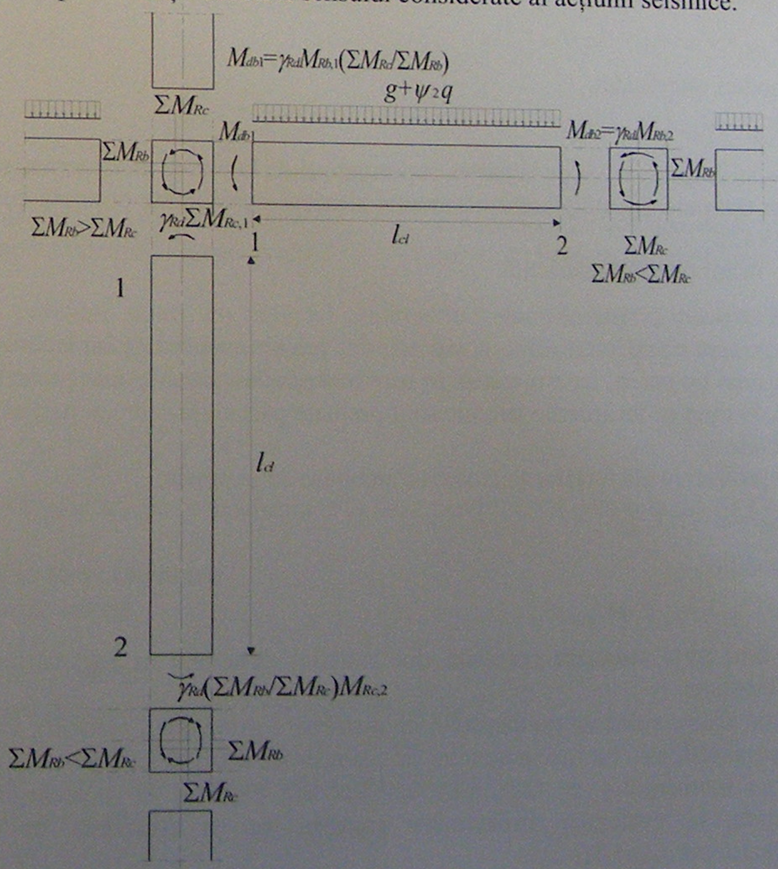


Figura 3.16 Determinarea valorilor de proiectare ale forței tăietoare

La *stâlpi* valorile de proiectare ale forțelor tăietoare se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel, sub momentele de la extremități, corespunzând pentru fiecare sens al acțiunii seismice, formării articulației plastice care apare în grinzile sau în stâlpii conectați în nod (fig. 3.16):

$$V_{Ed} = \frac{|M_{dc,1}| + |M_{dc,2}|}{l_{cl}} \tag{3.43}$$

Momentul de la cele două extremități se determină cu relația:

$$M_{dc,i} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \tag{3.44}$$

în care: $M_{Rc,i}$ este valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i, corespunzătoare sensului considerat;

ΣM_{Rc} și ΣM_{Rb} – ca și la relația 3.42; valorile momentelor capabile în stâlpi sunt stabilite pe baza valorilor forțelor axiale din situația corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice.

Coeficientul γ_{Rd} se determină astfel:

– clasa de ductilitate înaltă (H):

$\gamma_{Rd} = 1{,}3$ pentru nivelul de la baza construcției;

$\gamma_{Rd} = 1{,}2$ pentru restul nivelelor.

– clasa de ductilitate medie (M):

$\gamma_{Rd} = 1{,}0$ indiferent de nivel.

La *noduri* valorile forțelor tăietoare orizontale se pot stabili cu următoarele expresii simplificate:

– pentru noduri interioare:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_{Ed} \tag{3.45}$$

– pentru noduri marginale:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} - V_{Ed} \tag{3.46}$$

în care: A_{s1}, A_{s2} – ariile armăturilor de la partea superioară și de la partea inferioară a grinzilor;

V_c – forța tăietoare din stâlp corespunzătoare situației considerate obținută cu relația (3.41) și (3.43);

γ_{Rd}=1,2 – factor de suprarezistență.

b) Structuri cu pereți și sisteme duale

Structurile în care pereții verticali, cuplați sau nu, preiau majoritatea încărcărilor verticale și orizontale sunt sistem tip pereți, iar structurile în care încărcările verticale sunt preluate în principal de cadre spațiale, în timp ce încărcările laterale sunt preluate parțial de cadre și parțial de pereți sunt numite sisteme duale.

Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare se stabilesc cu expresia:

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot \Omega \cdot V'_{Ed} \tag{3.47}$$

cu respectarea condiției

$$1{,}5V'_{Ed} \le V_{Ed} \le qV'_{Ed} \tag{3.48}$$

în care: V'_{Ed} – este forța tăietoare rezultată din calculul structural la încărcările seismice de proiectare;

Ω – raportul dintre valoarea momentului de răsturnare (momentul capabil), calculat la baza suprastructurii, asociat mecanismului de plastificare a peretelui (sau pereților cuplați) și valoarea momentului de răsturnare rezultat din calculul la încărcările seismice de proiectare; la evaluarea momentelor capabile se va considera un coeficient de suprarezistență γ_{Rd}=1,1;

ε – coeficient de amplificare care introduce efectul modurilor superioare de vibrație; $\varepsilon = 1{,}2$;

q – factorul de comportare care se obține în funcție de clasa de ductilitate: (H)$q = 4$ și (M)$q = 3$ pentru pereți și (H)$q = 5$ și (M)$q = 3{,}5$ pentru cadre, sisteme duale și pereți cuplați. În cazul structurilor neregulate pe verticală aceste valori se reduc cu 20%.

Incertitudinile legate de distribuția eforturilor în răspunsul inelastic se pot lua în considerare în mod acoperitor prin adoptarea unei diagrame înfășurătoare de momente de proiectare ca în figura 3.17.

S-a notat: M'_{Ed} – momentele rezultate din calculul structural la încărcările seismice de proiectare;

M_{Ed} – momentele de proiectare obținute prin deplasarea diagramei de calcul M'_{Ed} (cele cu linie punctată);

h_s – înălțimea primului nivel de deasupra bazei.

Momentele încovoietoare de dimensionare se pot redistribui între elementele verticale ale structurii în limita a 30%, iar între elementele orizontale în limita a 20%, pe baza capacității înalte de deformare plastică realizată prin aplicarea măsurilor prevăzute în [28].

La dimensionarea la forță tăietoare a pereților care fac parte din structuri duale se va utiliza diagrama înfășurătoare din figura 3.18 pentru a ține seama de efectele modurilor superioare de vibrație.

În urma redistribuției, valorile însumate ale eforturilor nu trebuie să fie inferioare celor obținute din calculul structural.

În figura 3.18 diagrama (a) reprezintă valorile forțelor tăietoare obținute din calculul structural la forțele seismice de proiectare, diagrama (b) este cea asociată mecanismului de plastificare (momentului de răsturnare capabil), iar diagrama (c) este înfășurătoarea de proiectare.

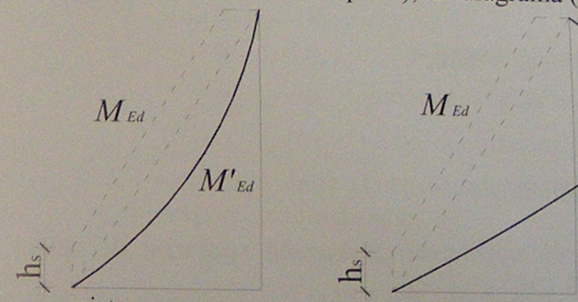


Figura 3.17 Înfășurătoare de proiectare a momentelor încovoietoare în pereți zvelți

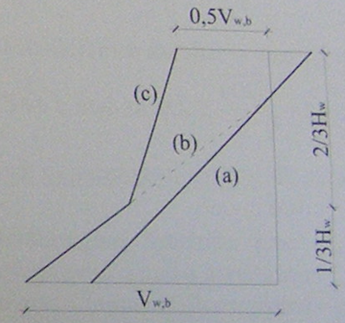


Figura 3.18 Înfășurătoarea de proiectare a forțelor tăietoare în pereții unui sistem dual

În cazul pereților scurți, cu raportul înălțime/lungime $H_w/l_w \le 2$, valorile de proiectare ale momentelor sunt cele obținute din calculul structural la încărcările seismice de proiectare.

Forța tăietoare de proiectare se calculează cu expresia:

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} V'_{Ed} \le qV'_{Ed} \tag{3.49}$$

în care valorile M_{Rd} și M_{Ed} sunt determinate la baza pereților, iar q ca și la relația (3.48).

3.2.2 Calculul la forță tăietoare

3.2.2.1 *Etapele de calcul*

Etapele de calcul sunt:

– stabilirea diagramei forțelor tăietoare de calcul V_{Ed};

– corectarea diagramei cu reducerile posibile;

– calculul capacității portante a secțiunii de beton $V_{Rd,c}$;

– se verifică condiția:

$$V_{Ed,red} \le V_{Rd,c} \tag{3.50}$$

dacă inegalitatea este satisfăcută armăturile transversale se aleg constructiv,

– în cazul în care $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, se calculează capacitatea portantă a diagonalelor comprimate de beton $V_{Rd,max}$ în funcție de tipul de armătură transversală utilizată (verticală sau înclinată) și se verifică condiția:

$$V_{Ed} \le V_{Rd,max} \tag{3.51}$$

dacă inegalitatea nu este satisfăcută se măresc dimensiunile secțiunii de beton;

– se calculează capacitatea portantă a armăturilor transversale $V_{Rd,s}$ prin alegerea unui diametru și a unei distanțe dintre bare A_{sw}/s după care se verifică condiția:

$$V_{Ed,red} \le V_{Rd,s} \tag{3.52}$$

– în lungul elementului raportul A_{sw}/s se alege în concordanță cu diagrama V_{Ed}.

3.2.2.2 *Elemente care nu necesită armătură transversală din calcul* ($V_{Ed} < V_{Rd,c}$)

Forța tăietoare capabilă a elementului fără armătură transversală specifică $V_{Rd,c}$ se determină cu relația:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c}\eta_1 k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \tag{3.53}$$

dar având cel puțin valoarea:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \tag{3.54}$$

în care: f_{ck} este rezistența caracteristică la compresiune, N/mm^2;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2{,}0$ în care d este în mm;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \le 0{,}02$ - coeficientul de armare longitudinală;

A_{sl} – aria armăturii longitudinale întinse; A_{sl} trebuie să depășească secțiunea de calcul considerată I-I cu o lungime $\ge l_{bd}+d$ (fig. 3.19);

l_{bd} – lungimea de ancorare a armăturii longitudinale;

b_w – lățimea minimă a secțiunii în zona întinsă, în mm;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0{,}2 f_{cd}$ – efortul unitar mediu sub efectul forței axiale N_{Ed} ($N_{Ed} > 0$ pentru compresiune) în N/mm^2;

A_c – aria secțiunii transversale de beton, în mm^2;

$C_{Rd,c}$, v_{min} și k_1 sunt date în anexele naționale, valorile recomandate fiind:

$$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c \quad \text{pentru beton greu}$$
$$C_{Rd,c} = 0{,}15/\gamma_c \quad \text{pentru beton ușor} \tag{3.55}$$
$$v_{\min} = 0{,}035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad \text{pentru beton greu}$$
$$v_{\min} = 0{,}030 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad \text{pentru beton ușor} \tag{3.56}$$
$$k_1 = 0{,}15$$
$$\eta_1 = 1{,}0 \quad \text{pentru beton greu}$$
η_1 conform punctului 2.1.6 pentru beton ușor

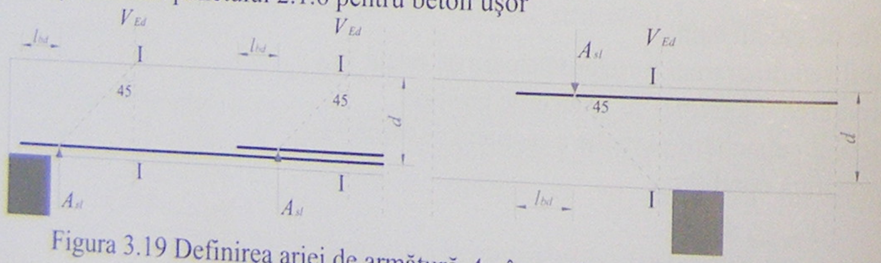


Figura 3.19 Definirea ariei de armătură A_{sl} în secțiunea considerată I-I

Forța tăietoare de calcul V_{Ed}, determinată fără reducerea cu β pe porțiunea a_v, trebuie să satisfacă relația:

$$V_{Ed} \le 0{,}5\eta_1 b_w d \nu f_{cd} \tag{3.57}$$

în care ν este factorul de reducere a rezistenței, care ține seama de fisurarea betonului datorită forței tăietoare, având valoarea recomandată:

$$\nu = 0{,}6\left(1 - \frac{f_{ck}}{200}\right) \quad \text{pentru beton greu}$$
$$\nu = 0{,}5\eta_1\left(1 - \frac{f_{1ck}}{250}\right) \quad \text{pentru beton ușor} \tag{3.58}$$

Pentru elementele de beton precomprimat cu o singură deschidere, care nu au armătură pentru forță tăietoare, forța tăietoare capabilă în zone fisurate la încovoiere poate fi calculată cu relația (3.54). În zonele nefisurate la încovoiere (în care efortul de întindere din încovoiere este mai mic decât $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$), se limitează capacitatea la forță tăietoare prin rezistența la întindere a betonului. În aceste zone forța tăietoare capabilă este indicată de:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \tag{3.59}$$

în care: I este momentul de inerție;

b_w – lățimea secțiunii la nivelul centrului de greutate, prezența canalelor fiind luată în calcul conform expresiilor:

– $b_{w,nom} = b_w - 0{,}5\Sigma\phi$ pentru canale injectate , cu diametrul $\phi > b_w/8$;

– $b_{w,nom} = b_w$ pentru canale injectate, cu $\phi < b_w/8$;

– $b_{w,nom} = b_w - 1{,}2\Sigma\phi$ pentru canale neinjectate.

S – momentul static al suprafeței situate deasupra axei ce trece prin centrul de greutate, în raport cu această axă;

$\alpha_l = l_x / l_{pt2} \le 1{,}0$ pentru armături preîntinse

$= 1{,}0$ pentru alte tipuri de armături pentru beton precomprimat;

l_x este distanța de la secțiunea considerată la originea lungimii de transmitere;

l_{pt2} este limita superioară a lungimii de transmitere a armăturii conform expresiei $l_{pt2} = 1{,}2 l_{pt}$;

σ_{cp} este efortul de compresiune în beton la nivelul centrului de greutate sub forța axială datorită încărcărilor și/sau precomprimării ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ în MPa, $N_{Ed} > 0$ la compresiune).

Pentru secțiunile drepte la care lățimea variază în funcție de înălțime, efortul principal poate fi maxim în alt loc decât la nivelul centrului de greutate.

În acest caz, valoarea minimă a forței tăietoare capabilă se stabilește calculându-se $V_{Rd,c}$ față de diferite axe ale secțiunii.

3.2.2.3 *Elemente care necesită armătură transversală din calcul* ($V_{Ed} > V_{Rd,c}$)

Calculul armăturilor transversale se face în așa fel încât să fie satisfăcută relația:

$$V_{Ed} \le V_{Rd} \tag{3.60}$$

în care: V_{Rd} este forța tăietoare capabilă a elementului cu armătura transversală specifică, definită în cele ce urmează.

Calculul după modelul grinzii cu zăbrele (figura 3.20) se bazează pe ipoteza că ruperea se poate produce fie prin cedarea armăturilor transversale întinse ($V_{Rd} = V_{Rd,s}$), fie prin zdrobirea betonului din diagonalele comprimate ($V_{Rd} = V_{Rd,max}$). Pentru asigurarea unei ruperi ductile este necesar să fie satisfăcută ($V_{Rd,s} \le V_{Rd,max}$).

Valoarea unghiului θ trebuie să respecte limitele:

(3.61)

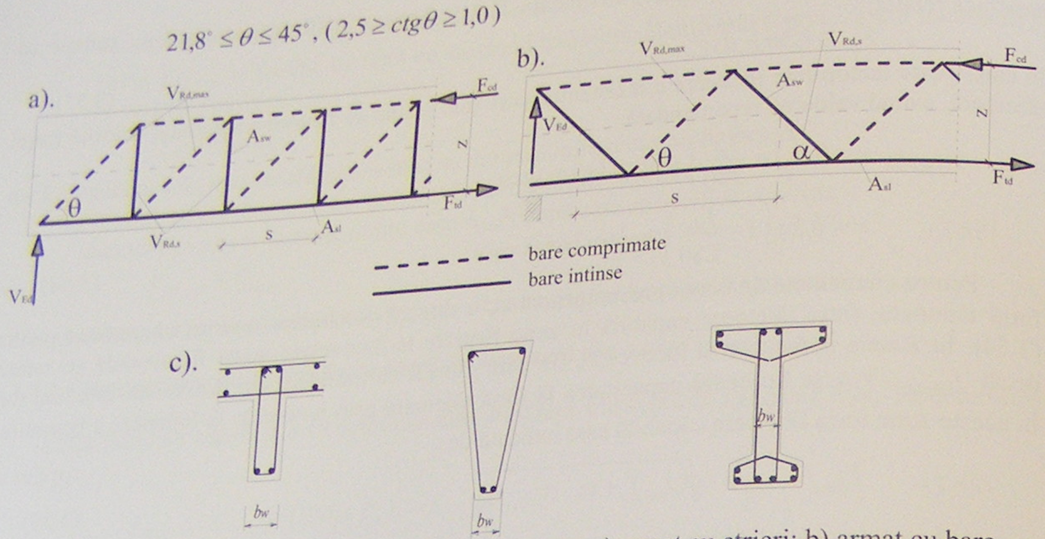


Figura 3.20 Modelul de calcul la acțiunea forței tăietoare a) armat cu etrieri; b) armat cu bare înclinate

În funcție de înclinarea θ aleasă, vor rezulta cantități diferite de armătura transversală și longitudinală, datorită solicitărilor diferite în diagonalele comprimate, respectiv în barele întinse (atât în etrieri cât și în barele longitudinale).

Dacă în mod simplificat se consideră limita superioară $\theta = 45^\circ$ *respectiv* $ctg\theta = 1$ *se obține cantitatea maximă de armătură transversală. Nu se recomandă această variantă.*

Rolul proiectării este să optimizeze ctg θ în maniera de a conduce la o cantitate minimă totală de armătură și manoperă. Se poate alege următorul mod de lucru:

- *se determină* $V_{Rd,max}$ *pentru valoarea minimă a unghiului θ, adică* $ctg\theta = 2,5$ *și se verifică poziția forței tăietoare de calcul față de limitele:*

$$V_{Rd,c} \le V_{Ed,red} \le V_{Rd,\max} \qquad (3.62)$$

- *dacă forța tăietoare de calcul* $V_{Ed,red}$ *se află între limita inferioară și aproximativ jumătatea domeniului se alege* $2,5 \ge ctg\theta \ge 1,75$ *în funcție de apropierea față de o limită;*
- *dacă valoarea forței tăietoare de calcul* $V_{Ed,red}$ *tinde către limita superioară ctgθ se determină cu relația:*

$$ctg\theta = \frac{1,2 - 1,4\dfrac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}}{1 - \dfrac{V_{Rd,c}}{V_{Ed,red}}} \qquad (3.63)$$

sau dacă lipsește forța de compresiune din secțiune ($\sigma_{cp} = 0$)

$$ctg\theta = \frac{1,2}{1 - \dfrac{V_{Rd,c}}{V_{Ed,red}}} \qquad (3.64)$$

dar se va considera între 1,0 și 1,75.

Forța tăietoare capabilă a elementelor armate cu etrieri (fig. 3.20a) este valoarea cea mai mică dată de relațiile:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} ctg\theta \qquad (3.65)$$

$$V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} \qquad (3.66)$$

în care: A_{sw} – aria tuturor ramurilor de armătură dintr-un plan transversal;

f_{ywd} – rezistența de calcul a armăturii transversale; dacă $f_{ywd} \le 0,8 f_{yk}$, în relația (3.61) se ia $f_{ywd} = 0,8 f_{yk}$;

z – brațul de pârghie al forțelor interne, pentru calcul se poate adopta valoarea aproximativă $z = 0,9\,d$ (dacă nu există forță axială);

s – distanța dintre etrieri (fig. 3.20a);

b_w – lățimea minimă a secțiunii transversale (fig. 3.20c);

ν_1 – factorul de reducere a rezistenței; valoarea recomandată pentru ν_1 este ν din relația (3.58); dacă $f_{ywd} \le 0,8 f_{yk}$, se ia $\nu_1 = 0,6$ pentru betoane cu $f_{ck} \le 60$ N/mm^2 sau

$\nu_1 = 0,9 - \dfrac{f_{ck}}{200} > 0,5$ – pentru betoane cu $f_{ck} > 60$ N/mm^2.

$\alpha_{cw} = 1,0$ – pentru betonul armat dacă anexele naționale nu dau altă valoare;

$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ – pentru $0 < \sigma_{cp} \le 0,25 f_{cd}$;

$\alpha_{cw} = 1,25$ – pentru $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \le 0,5 f_{cd}$;

$\alpha_{cw} = 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ – pentru $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} \le 1,0 f_{cd}$,

unde σ_{cp} este efortul unitar de compresiune în beton din forța axială de calcul.

În vederea asigurării unei ruperi ductile, secțiunea etrierilor nu va depăși valoarea maximă dată de relația:

$$\frac{A_{sw,\max} f_{ywd}}{b_w s} \le 0,5 \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} \qquad (3.67)$$

Forța tăietoare capabilă a elementelor armate cu bare înclinate (fig. 3.20b) este cea mai mică valoare dată de relațiile:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} (ctg\theta + ctg\alpha) \sin\alpha \qquad (3.68)$$

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} \frac{(ctg\theta + ctg\alpha)}{(1 + ctg^2\theta)} \qquad (3.69)$$

Valoarea maximă a ariei secțiunii armăturii transversale se obține când $ctg\theta = 1$ cu relația:

$$\frac{A_{sw,\max} f_{ywd}}{b_w s} \le \frac{0,5 \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd}}{\sin\alpha} \qquad (3.70)$$

În cazul în care la elementele cu încărcări concentrate s-a luat în considerare reducerea cu β a forței tăietoare de calcul V_{Ed} aceasta trebuie să respecte și relația:

$$V_{Ed} \le A_{sw} f_{ywd} \sin\alpha \qquad (3.71)$$

în care: A_{sw} este armătura transversală care intersectează fisura înclinată dintre forța concentrată și reazem, luând în considerare doar cele de pe intervalul $0,75 a_v$ (fig. 3.21).

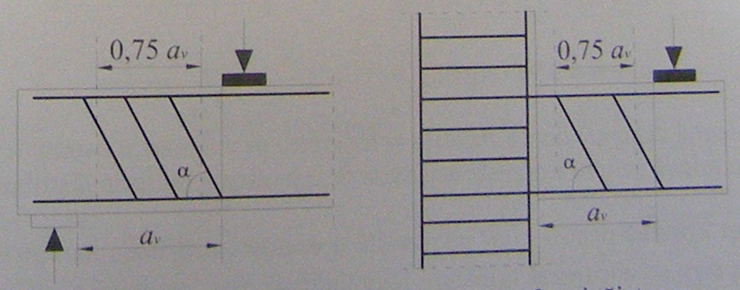


Figura 3.21 Cazuri speciale de preluare a forței tăietoare

Calculul la forță tăietoare după modelul grinzii cu zăbrele conduce la o valoare mai mică a efortului de întindere F_{td} în armătura longitudinală în raport cu situația reală.

Forța de întindere adițională din armătura longitudinală este dată de relația:

$$\Delta F_{td} = 0{,}5V_{Ed}(ctg\theta - ctg\alpha) \text{ pentru armături înclinate,} \qquad (3.72)$$

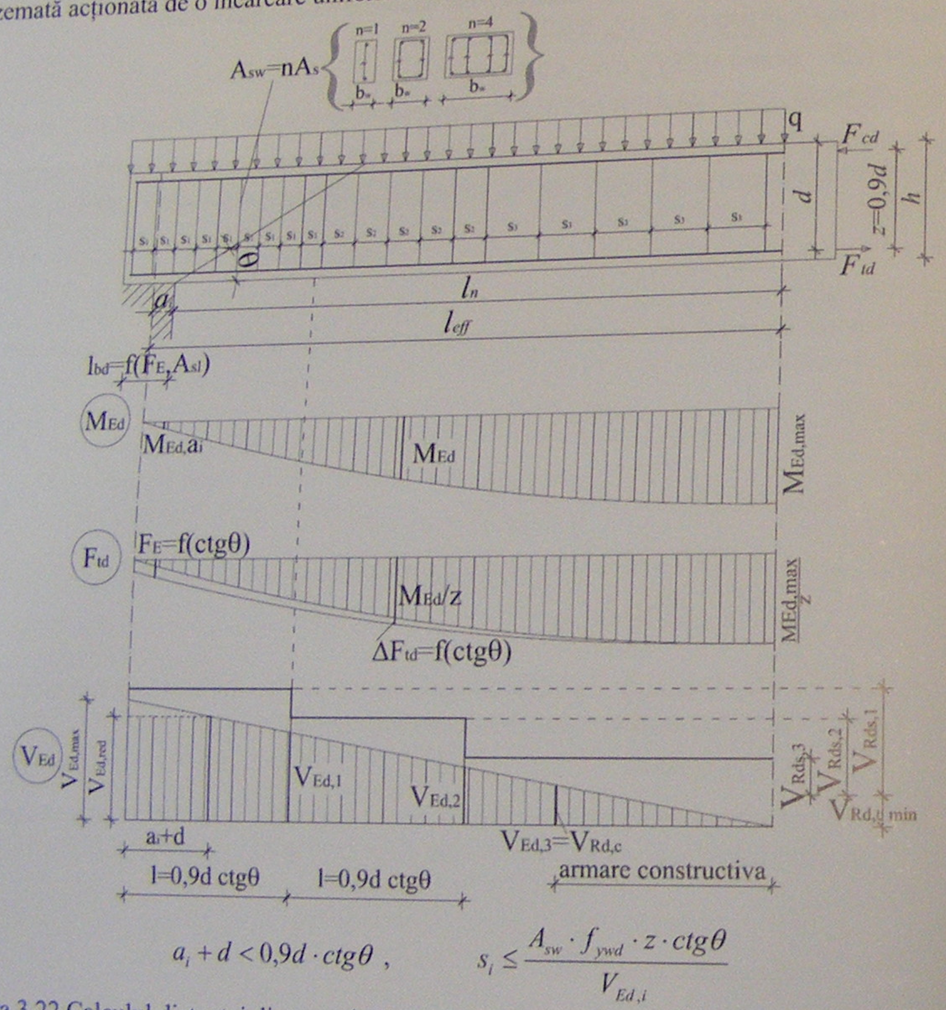
$$\Delta F_{td} = 0{,}5V_{Ed}ctg\theta \text{ pentru etrieri}$$

cu condiția: (3.73)

$$\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td} \le \frac{M_{Ed,max}}{z}$$

În zonele unde nu sunt discontinuități ale lui V_{Ed} (de exemplu, pentru încărcări uniform distribuite), determinarea armăturilor pentru forța tăietoare pe o lungime $l = z(ctg\theta + ctg\alpha)$ se poate face utilizându-se cea mai mică valoare V_{Ed} de pe această lungime.

În figura 3.22 se prezintă dependența dintre valoarea aleasă pentru $ctg\theta$, armătura transversală (distanța s) și armătura longitudinală (lungimea de ancorare l_{bd}) pentru o grindă simplu rezemată acționată de o încărcare uniform distribuită și armată transversal cu etrieri verticali.



$$a_i + d < 0{,}9d \cdot ctg\theta\ , \qquad s_i \le \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot ctg\theta}{V_{Ed,i}}$$

Figura 3.22 Calculul distanței dintre etrierii s și lungimea de ancorare a barelor longitudinale l_{bd} la o grindă simplu rezemată acționată de o încărcare uniform distribuită

După cum se observă pentru $ctg\theta = 1$ rezultă o cantitate mai mare de etrieri (distanța s mai mică) dar forța la care se ancorează armătura longitudinală este mai mică și invers, dacă se alege pentru $ctg\theta$ o valoare peste 2, distanța dintre etrieri rezultă mai mare (un consum mai mic de

etrieri) dar forța la care se ancorează este dublă (lungime de ancorare mai mare sau o cantitate de armătură longitudinală mai mare).

La elementele cu armături pretensionate înclinate, se prevăd armături longitudinale pasive (ne pretensionate) la fața întinsă pentru a prelua forța de întindere longitudinală datorată forței tăietoare, calculată cu relația (3.72).

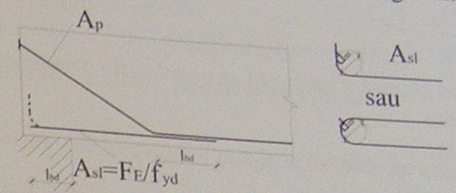


Figura 3.23 Așezarea armăturilor longitudinale pasive la elemente cu armături pretensionate înclinate

3.2.3 Cazuri speciale de verificare a armăturilor transversale

3.2.3.1 *Forfecarea între inima și placa grinzilor T*

La grinzile cu secțiunea transversală în formă de T, suprafața de legătură a inimii cu placa $h_f \Delta X$, transmite un efort de lunecare longitudinal v_{Ed} (fig. 3.24) dat de relația:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_{cd}}{h_f \cdot \Delta X} \qquad (3.74)$$

în care: h_f este grosimea plăcii în secțiunea de îmbinare cu grinda;

ΔF_{cd} – variația forței normale în aripă pe lungimea ΔX;

ΔX – lungimea considerată (fig. 3.24), care se ia cel mult jumătate din distanța dintre punctul de moment nul și cel de moment maxim; în cazul forțelor concentrate, ΔX este cel mult distanța dintre două forțe concentrate.

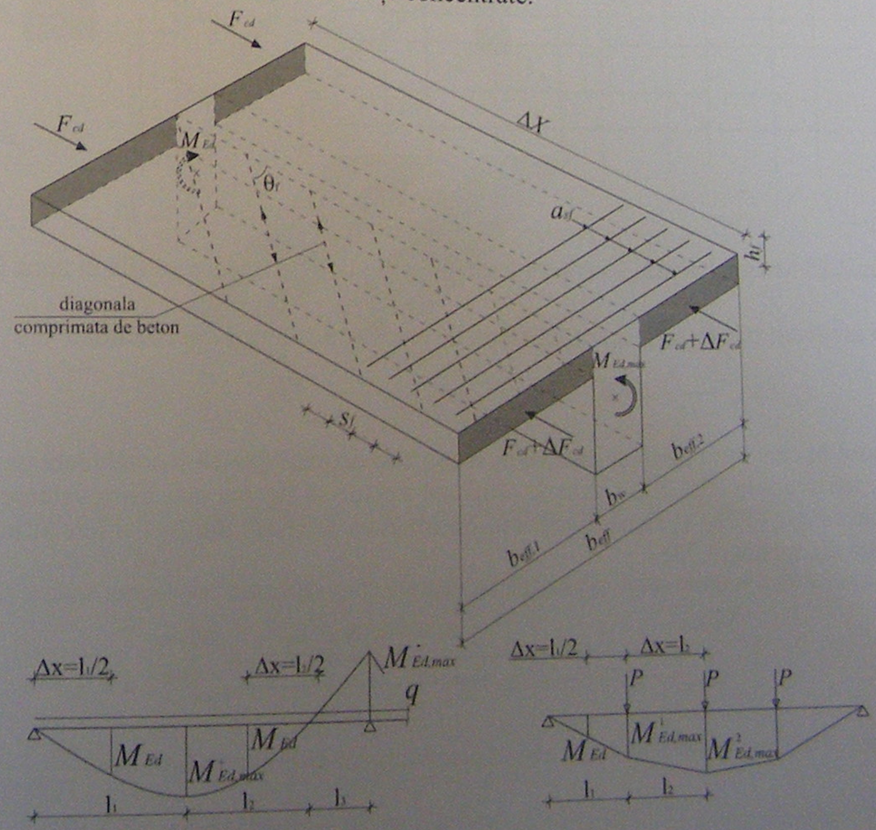


Figura 3.24 Modelul pentru lunecarea între inimă și placă dacă placa se află în zona comprimată

Variația forței normale ΔF_{cd} este:

– dacă placa este în zona comprimată a secțiunii (pentru $x \geq h_f$ se admite că secțiunea comprimată de beton luată în considerare să se limiteze prin $x = h_f$)

$$\Delta F_{cd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta M}{z} \cdot \frac{b_{eff} - b_w}{b_{eff}} \tag{3.75}$$

– dacă placa este în zona întinsă a secțiunii și o parte din armătura longitudinală A_s s-a așezat în zonele de placă aferente

$$\Delta F_{cd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta M}{z} \cdot \frac{A_{sf}}{A_s} \geq 0{,}5 A_{sf} \cdot f_{yd} \tag{3.76}$$

în care: A_{sf} – este partea din armătura întinsă A_s plasată în aripile secțiunii (fig. 3.25);

ΔM – variația momentului încovoietor pe lungimea Δx;

$z \approx (d - h_f/2)$ – brațul de pârghie.

Forța tăietoare capabilă a elementului din zdrobirea diagonalelor comprimate de beton, trebuie să respecte condiția:

$$v_{Ed} \leq \nu \cdot f_{cd} \sin\theta_f \cos\theta_f \tag{3.77}$$

unde ν este factorul de reducere a rezistenței, definit la punctul 3.2.2.2.

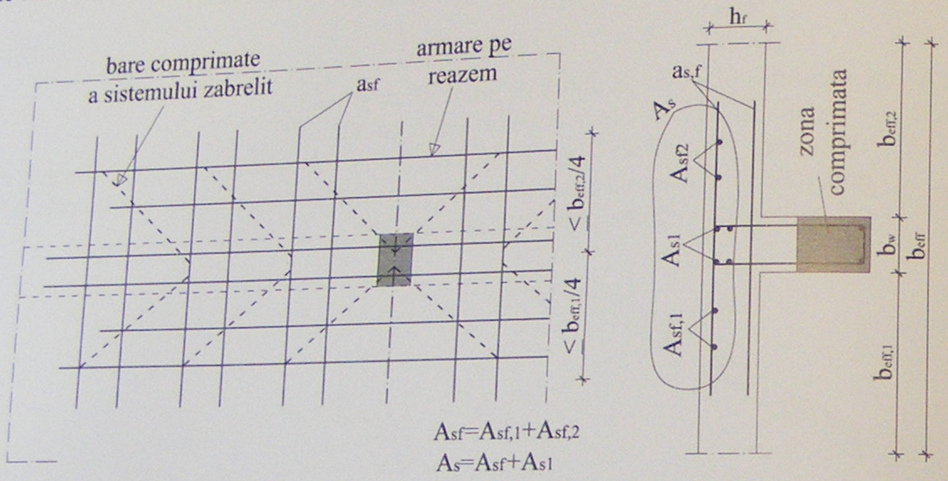


Figura 3.25 Modelul pentru lunecarea între inimă și placă dacă placa se află în zona întinsă

Aria armăturii transversale a_{sf} pe un metru de placă se determină din condiția:

$$a_{sf} \geq v_{Ed} \frac{h_f \cdot s_f}{f_{yd}} ctg\theta_f \tag{3.78}$$

În cazul în care între placă și inimă solicitarea este de forță tăietoare combinată cu încovoiere pe direcția transversală (fig. 3.26), aria de armătură trebuie să fie cea mai mare valoare dintre cea rezultată din relația (3.78) și suma dintre aria de armătură necesară din încovoiere și jumătate din aria rezultată din relația (3.78).

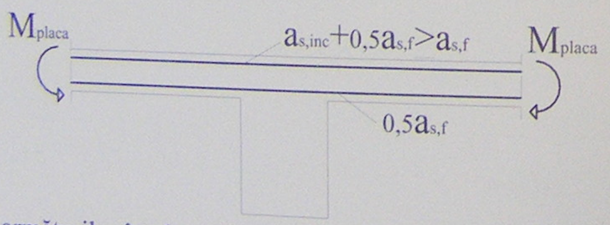


Figura 3.26 Așezarea armăturilor în placă pentru solicitarea combinată forță tăietoare cu încovoiere

Dacă $v_{Ed} \leq kf_{ctd}$, unde f_{ctd} este rezistența de calcul la întindere, nu este necesar calculul armăturii, fiind suficientă armătura rezultată din calculul plăcii la încovoiere; coeficientul k este dat de anexele naționale, valoarea recomandată fiind $k = 0{,}4$. În caz contrar armătura transversală a_{sf} se calculează cu relația (3.78).

Valoarea recomandată a unghiului θ_f este:

$45^\circ \geq \theta_f \geq 26{,}5^\circ$ $(1{,}0 \leq ctg\theta_f \leq 2{,}0)$ - pentru aripi comprimate (3.79)

$45^\circ \geq \theta_f \geq 38{,}6^\circ$ $(1{,}0 \leq ctg\theta_f \leq 1{,}25)$ - pentru aripi întinse (3.80)

3.2.3.2 *Verificări ale zonelor de contact dintre betoane turnate în etape diferite*

În planul de contact dintre betoanele turnate în etape diferite, de exemplu între un element prefabricat și stratul superior turnat ulterior (fig. 3.27 a și b) sau între elementele prefabricate (fig.3.27c), se prevăd conectori sub formă de etrieri (fig. 3.27), iar suprafața prefabricatului în planul de contact se execută rugoasă sau profilată.

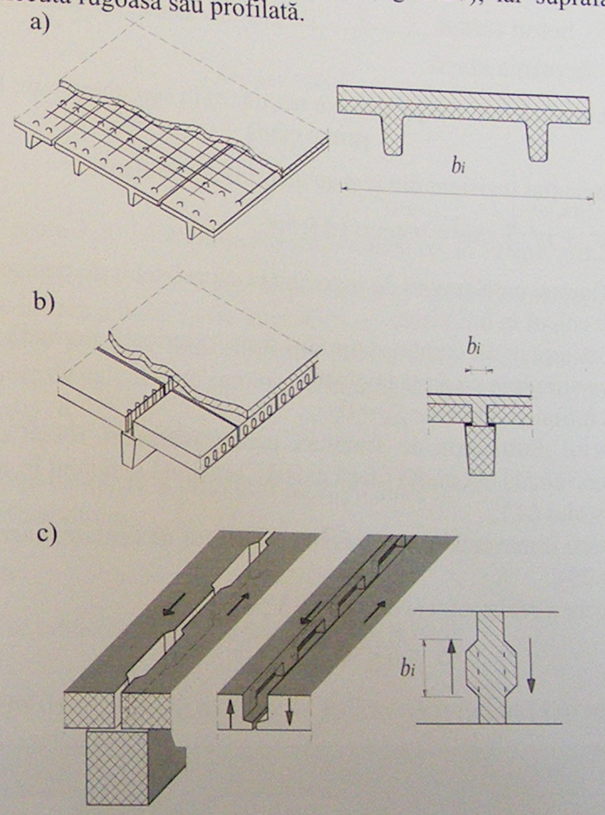


Figura 3.27 Exemple de suprafețe de contact

Calculul armăturilor transversale se face în așa fel încât să fie satisfăcută relația:

$$v_{Edi} < v_{Rdi} \tag{3.81}$$

Efortul unitar tangențial între fețele de contact se obține din forța tăietoare de calcul după cum urmează:

$$v_{Edi} = \beta \frac{V_{Ed}}{z b_i} \tag{3.82}$$

în care: $\beta = \frac{F_{cdi}}{F_{cd}}$ – raportul dintre forța longitudinală în betonul turnat ulterior și forța longitudinală totală (din zona comprimată sau întinsă a elementului) calculate pentru secțiunea considerată (fig. 3.28);

V_{Ed} – forța tăietoare de calcul;
z – brațul de pârghie;
h_i – lățimea suprabetonării (fig. 3.27)

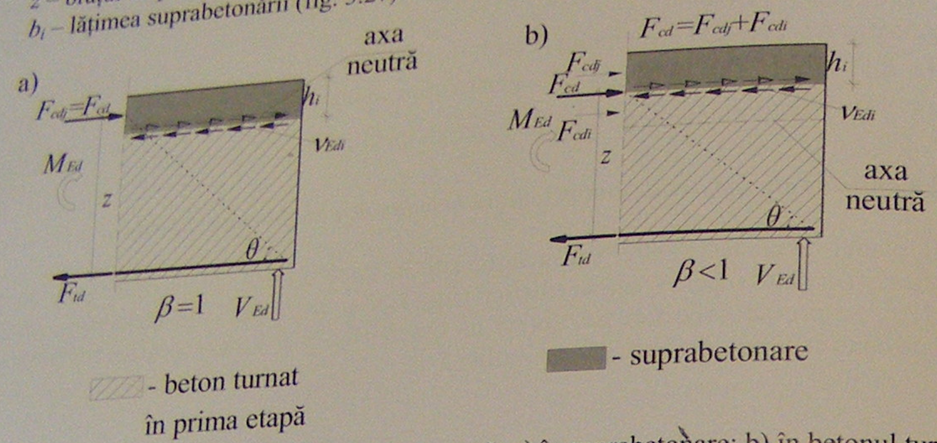


Figura 3.28 Stabilirea coeficientului β pentru axa neutră: a) în suprabetonare; b) în betonul turnat în prima etapă

Efortul unitar tangențial rezistent din rost se determină cu relația:

$$v_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu\sin\alpha + \cos\alpha) \le 0{,}5\nu f_{cd} \qquad (3.83)$$

în care: c și μ sunt coeficienți care depind de rugozitatea suprafețelor de contact;
f_{ctd} – rezistența de calcul la întindere;
$\sigma_n < 0{,}6\, f_{cd}$ – efort unitar de compresiune din forța exterioară normală minimă pe rost, care poate acționa simultan cu forța tăietoare;
dacă σ_n este întindere atunci $c \cdot f_{cd} = 0$;
$\rho = A_s/A_i$ – raportul dintre aria de armătură care traversează rostul de turnare, incluzând armătura transversală obișnuită (dacă există), ancorată suficient în ambele betoane (A_s) și suprafața rostului (A_i);
α – unghiul armăturii transversale care traversează rostul de turnare, care poate varia între 45° și 90° (fig. 3.29);
ν – factor de reducere a rezistenței (vezi relația 3.58).

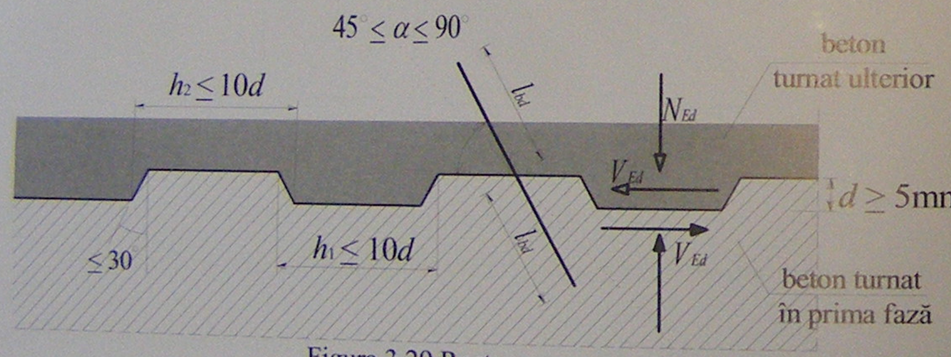


Figura 3.29 Rost cu amprente

În absența unor informații suplimentare coeficienții c și μ se pot lua în funcție de următoarea clasificare a suprafeței de beton:
- foarte netedă (de exemplu o suprafață turnată în tipar de oțel, plastic sau cofraje speciale din lemn) $c = 0{,}25$ și $\mu = 0{,}5$;
- netedă (de exemplu suprafețele elementelor turnate în cofraje glisante, sau o suprafață liberă lăsată fără alt tratament după vibrare) $c = 0{,}35$ și $\mu = 0{,}6$;

- dură (de exemplu o suprafață rugoasă, cu denivelări de cel puțin 3 mm la cel mult 40 mm distanță între ele, obținută prin profilare) $c = 0{,}50$ și $\mu = 0{,}7$;
- amprentată (de exemplu realizarea unor amprente cu respectarea dimensiunilor din figura 3.29) $c = 0{,}50$ și $\mu = 0{,}9$.

La elementele solicitate dinamic sau la oboseală, coeficientul c se înjumătățește față de valorile de mai sus.

În cazul în care rostul dintre elementele prefabricate (fig. 3.27c) este fisurat în lung, coeficientul de rugozitate se consideră $c = 0$ pentru suprafețe fine și dure și $c = 0{,}5$ pentru rosturi amprentate.

Se poate folosi o distribuție în trepte a armăturii transversale, după cum este indicat în figura 3.30.

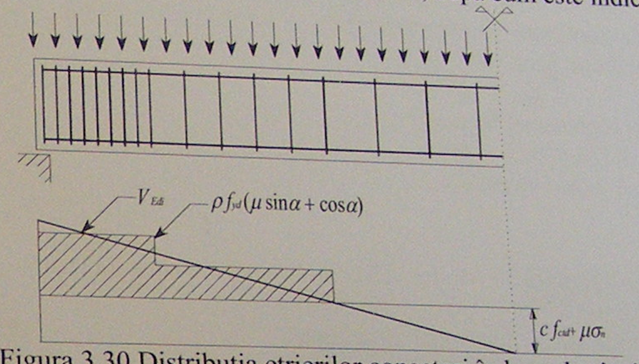


Figura 3.30 Distribuția etrierilor conectori în lungul grinzii

Contribuția armăturilor din rost la v_{Rdi} se poate lua și ca suma forțelor din fiecare armătură cu condiția ca unghiul de intrare a barei sa fie între $45° < \alpha < 135°$.

În cazul planșeelor alcătuite din elemente prefabricate și încărcate cu o sarcină uniform distribuită forța tăietoare de calcul care acționează în lungul îmbinărilor se determină cu relația:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot b_e}{3} \quad [\text{kN/m}] \qquad (3.84)$$

în care: q_{Ed} este valoarea de calcul a solicitării de exploatare [kN/m];
b_e – lățimea elementului.

3.2.3.3 *Console scurte*

În mod teoretic se consideră console scurte acelea la care:

$$a_c < z_o \qquad (3.85)$$

în care: a_c este distanța de la punctul teoretic de aplicare a forței până la secțiunea de racordare cu stâlpul sau grinda;
z_o – distanța la forța orizontală (F_{td}) din armătura longitudinală și intersecția bielei comprimate cu secțiunea de racordare a consolei cu stâlpul (fig. 3.31); înclinarea bielei este limitată de $1{,}0 \le \text{tg}\theta \le 2{,}5$.

În mod practic se poate utiliza relația de verificare:

$$a_c / h_c \le 1 \qquad (3.86)$$

în care h_c este înălțimea consolei la secțiunea de racordare cu stâlpul (fig. 3.32).

În afara forței verticale F_{Ed} pe consolă, de obicei, acționează și o forță orizontală H_{Ed}. Se recomandă ca forța orizontală să respecte condiția:

$$H_{Ed} \ge 0{,}2F_{Ed} \qquad (3.87)$$

Înălțimea minimă a consolei rezultă din limitarea eforturilor din biela comprimată:

$$h_c \ge \frac{5{,}75F_{Ed}}{b \cdot f_{cd}} \qquad (3.88)$$

în care b este lățimea consolei.

Consolele scurte se armează cu armături longitudinale şi etrieri orizontali sau verticali în funcţie de mărimea raportului a_c/h_c. În unele cazuri se pot prevedea şi armături înclinate.

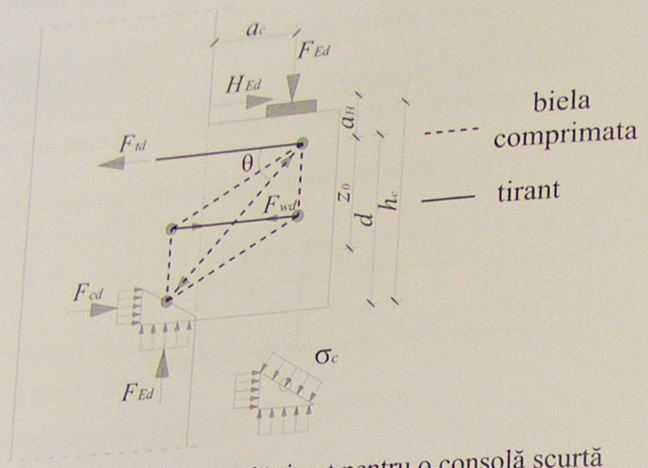


Figura 3.31 Model bielă-tirant pentru o consolă scurtă

Armătura longitudinală se determină cu relaţia:

$$A_{s,main} = \frac{F_{Ed}ctg\theta + H_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{F_{Ed}a_c + H_{Ed}(a_H + z_0)}{z_0 f_{yd}} \geq 0{,}5\frac{F_{Ed}}{f_{yd}} \qquad (3.89)$$

în care z_0 se determină conform figurii 3.31 sau se consideră în mod acoperitor la valoarea $z_0 = 0{,}85d$, iar H_{Ed} chiar dacă nu rezultă din calculul static se va considera la o valoare minimă de $0{,}2\,F_{Ed}$.

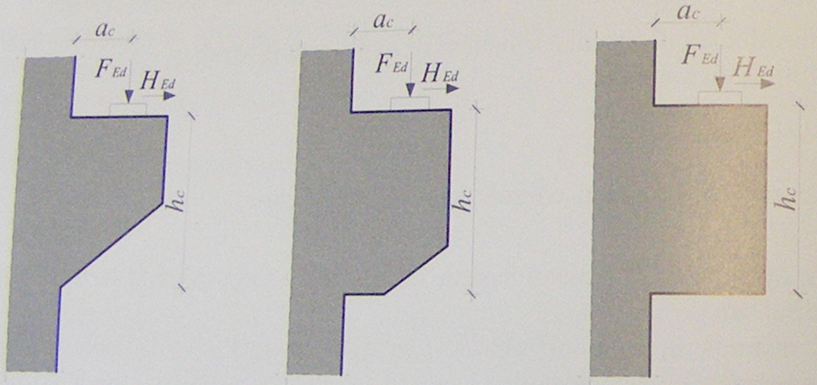


Figura 3.32 Forme uzuale ale consolelor scurte

Armătura transversală sub formă de etrieri se determină după cum urmează (fig. 3.33):

- dacă $\frac{a_c}{h_c} \leq 0{,}5$ se prevăd etrieri închişi orizontali sau înclinaţi, cu

$$A_{s,link} \geq 0{,}25A_{s,main} \qquad (3.90a)$$

- dacă $0{,}5 < \frac{a_c}{h_c} \leq 1$ şi $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ se prevăd etrieri închişi verticali, cu

$$A_{s,link} \geq 0{,}5\frac{F_{Ed}}{f_{yd}} \qquad (3.90b)$$

$V_{Rd,c}$ se obţine cu relaţia (3.53) sau (3.54).

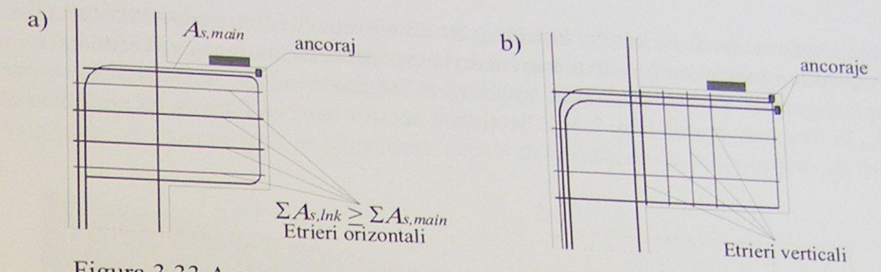


Figura 3.33 Armarea consolelor scurte pentru: a) $a_c/h_c \leq 0{,}5$;b) $a_c/h_c > 0{,}5$

Consolele scurte ale grinzilor şi plăcilor se armează cu bare longitudinale şi etrieri verticali sau bare longitudinale şi bare înclinate în conformitate cu cele două modele bazate pe „biele-tiranţi".

Decuparea elementelor la capete poate avea diverse forme şi dimensiuni (fig. 3.34). Consolele scurte se pot realiza la grinzi şi la plăci groase. Dacă raportul $h_c/h \geq 0{,}5$ se poate alege pentru armare modelul din figura 3.35a), iar dacă decuparea este foarte mare, adică $h_c/h < 0{,}5$ se va utiliza varianta cu armături înclinate din figura 3.35b).

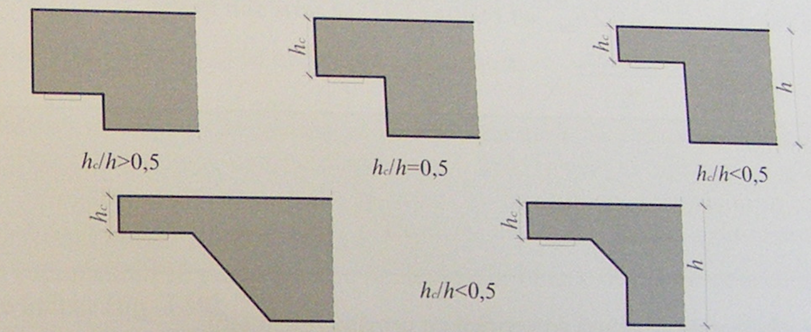


Figura 3.34 Consolă scurtă la capătul grinzilor prefabricate de beton armat

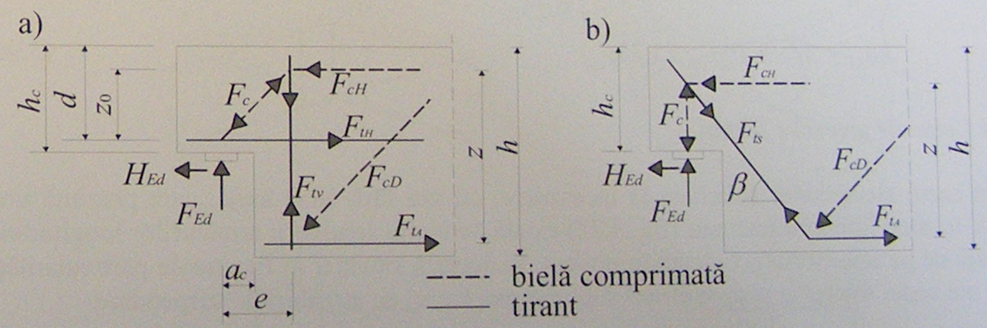


Figura 3.35 Modele biele-tiranţi la o grindă decupată a) armături orizontale şi etrieri verticali, b) armături orizontale şi înclinate

Ariile diferitelor tipuri de armături (fig. 3.36) se obţin cu relaţiile:

$$A_{s1} = \frac{F_{Ed}e + H_{Ed}(a_H + z_0)}{f_{yd}z_0} \qquad (3.91)$$

$$A_{s2} = \frac{F_{Ed}}{0{,}8f_{yd}} \qquad (3.92)$$

$$A_{s3} = \frac{F_{Ed}}{\sin\beta \cdot 0{,}8f_{yd}} \qquad (3.93)$$

în care e este excentricitatea forței F_{Ed} față de centrul de greutate al etrierilor verticali (fig. 3.35 şi 3.36) situați pe o lungime maximă $z/2$, măsurată de la capătul decupat, iar $z_0 = 0{,}85d$.

În capătul grinzii, pentru ancorarea armăturilor longitudinale de rezistență A_s se prevede o armătură A_{s4} în formă de agrafă (fig. 3.36). Secțiunea acestor bare va fi egală cu secțiunea etrierilor suplimentari $A_{s4} = A_{s2}$.

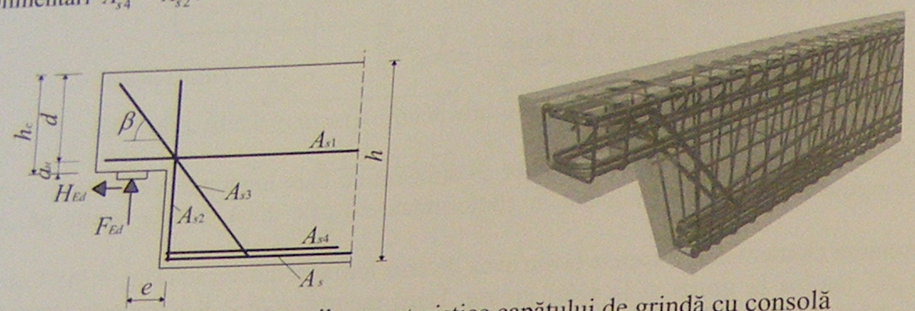


Figura 3.36 Armăturile caracteristice capătului de grindă cu consolă

În cazul în care reacțiunea orizontală H_{Ed} nu se determină în mod explicit, se va considera aproximativ la valoarea $H_{Ed} = 0{,}2F_{Ed}$, iar relația (3.91) se scrie sub forma:

$$A_{s1} = \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} \cdot \frac{e + 0{,}25z_0}{z_0} \qquad (3.94)$$

Din experiența acumulată în decursul timpului se recomandă utilizarea combinată a celor două modele (fig. 3.35a şi b), în primul rând datorită nesiguranței echilibrului interior al forțelor, dar şi pentru a evita apariția unor fisuri înclinate în colțul intrând al decupării. În acest caz cantitatea de armătură verticală A_{s2} şi cea înclinată A_{s3} calculată cu relațiile (3.92) şi (3.93) se înmulțesc cu 0,7.

Cantitățile efective de armătură se verifică cu următoarele relații:

$$\left(A_{s1}\frac{z_0}{e} + 0{,}8A_{s3}\cos\beta\right) f_{yd}\frac{z_0}{e + 0{,}25z_0} \geq F_{Ed} \qquad (3.95)$$

$$(A_{s2} + A_{s3}\sin\beta) f_{yd} \geq 1{,}75F_{Ed} \qquad (3.96)$$

3.2.3.4 *Colțurile grinzilor frânte*

În cazul elementelor solicitate la încovoiere, cu sau fără efort axial, care prezintă unghiuri intrânde în zona întinsă a secțiunii (fig. 3.37) există pericolul smulgerii armăturilor longitudinale de rezistență de pe traiectoria prevăzută în proiect. În această situație, în funcție de particularitățile de armare ale zonei frânte, se dispun etrieri suplimentari cu rol de armături de suspendare.

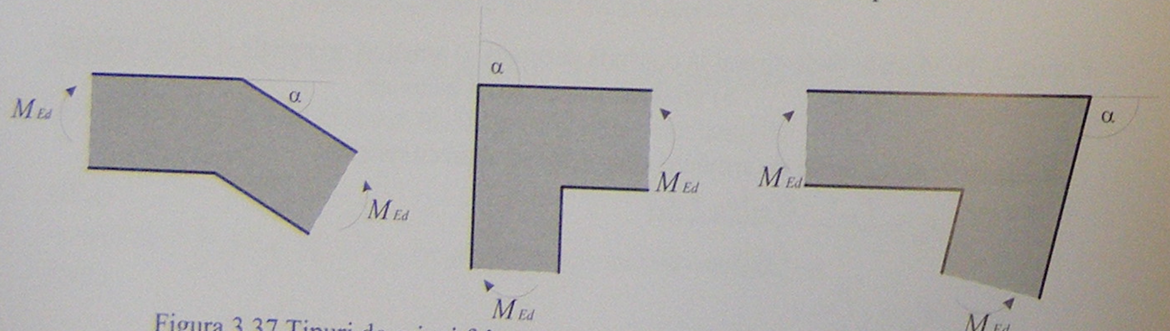


Figura 3.37 Tipuri de grinzi frânte cu unghiuri intrânde în zona întinsă

La grinzile frânte cu $\alpha \leq 10°$, se admite că armătura întinsă (A_{s1}) să fie dusă continuu peste unghiul intrând. În zona schimbării de direcție a armăturii longitudinale în afara etrierilor din forța tăietoare se prevăd etrieri suplimentari de suspendare pe o lungime $s/2$ de o parte şi de alta a unghiului intrând (fig. 3.38).

Lungimea pe care etrierii se consideră activi ca armătură de suspendare, se determină cu relația:

$$s = h \cdot tg\frac{3}{8}(180° - \alpha) \qquad (3.97)$$

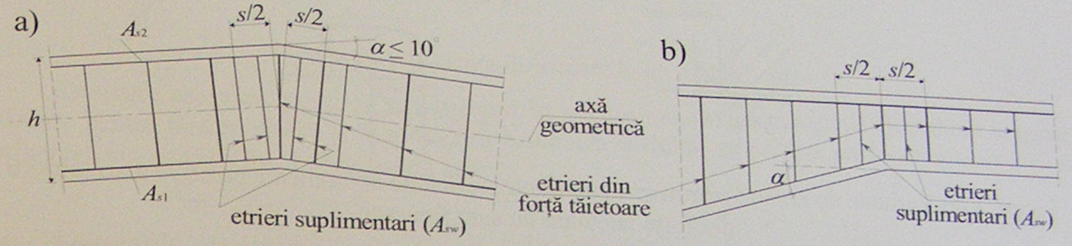


Figura 3.38 Zona de armare cu etrieri suplimentari la a) grinzi frânte cu $\alpha \leq 10°$, b) grinzi cu vute

Aria totală a etrierilor (A_{sw}) se obține din inegalitatea:

$$A_{sw} \geq A_{s1}\frac{f_{yd}}{f_{ywd}} ctg\left(90° - \frac{\alpha}{2}\right) \qquad (3.98)$$

Dacă armăturile din zona întinsă se intersectează în secțiunea de frângere şi sunt prelungite până în zona comprimată a secțiunii, cu respectarea lungimilor de ancorare l_{bd}, nu este necesar un calcul al etrierilor ca armături de suspendare.

Etrierii suplimentari se prevăd sau nu în element în funcție de modul de ancorare a armăturilor longitudinale întinse (fig. 3.39).

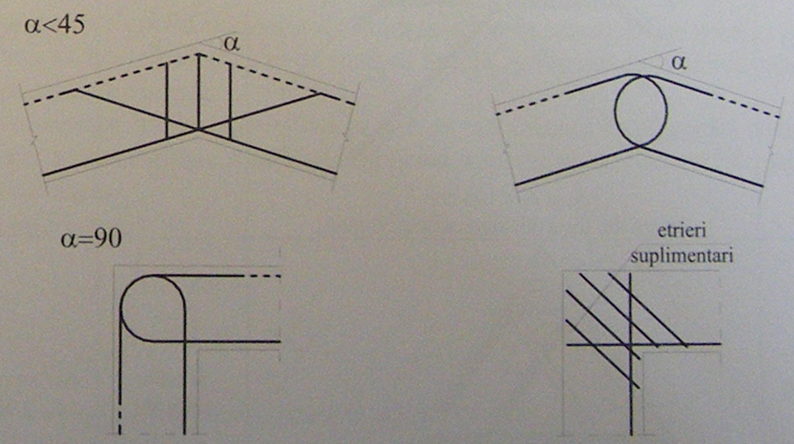


Figura 3.39 Variante de armare pentru grinzile frânte, solicitate la momente pozitive (etrierii din forță tăietoare nu sunt figurați)

Soluțiile alternative de armare, prezentate în figura 3.39, se pot utiliza în cazul unor momente pozitive moderate. Dacă solicitările sunt mari, pentru prevenirea apariției unor fisuri care se dezvoltă începând din frântură spre interiorul grinzii, se prevede armătură suplimentară (A_{ss}) (fig. 3.40).

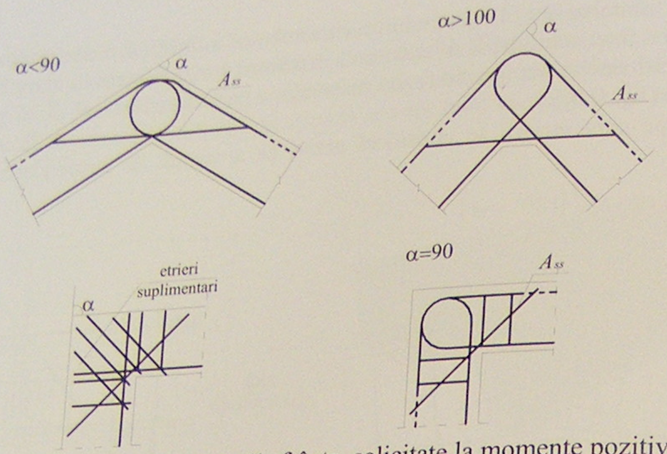
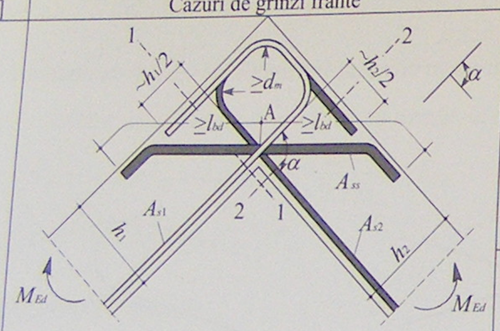
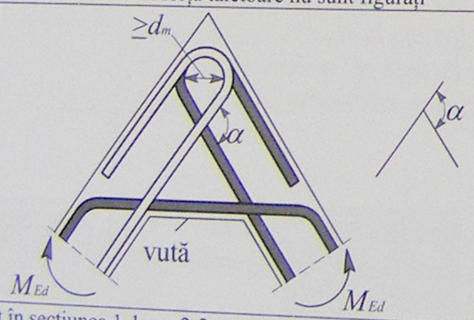


Figura 3.40 Variante de armare pentru grinzile frânte, solicitate la momente pozitive mari (etrierii din forță tăietoare nu sunt figurați)

Când ancorarea armăturilor longitudinale întinse se face fără bucle sau înălțimea secțiunii este mai mare de 100 cm (în acest caz nu se poate dovedi eficiența buclei) se prevăd etrieri suplimentari și/sau armături înclinate.

Cantitatea de armătură A_{ss} se determină din tabelul 3.7 în funcție de procentul de armare longitudinal p și unghiul frânturii α.

Tabelul 3.7 Determinarea armăturii A_{ss}

α[°]	Cazuri de grinzi frânte	max p_i[%]*)	A_{ss}
≥ 45 ≤ 100	 h_1 și $h_2 \le 100$ cm Etrierii din forța tăietoare nu sunt figurați	< 0,4	armare constructivă
		≥ 0,4 ≤ 1,0	$A_{ss} \ge 0,5$ max A_{si}
		> 1,0	$A_{ss} \ge 1,0$ max A_{si}
> 100	 vută	în toate cazurile	este nevoie de vută $A_{ss} \ge 1,0$ max A_{si}

*) Calculat în secțiunea 1-1 sau 2-2: $p_i = 100 \cdot A_{si}/(b \cdot d)$

În cazul în care din anumite motive se renunță la armătura suplimentară A_{ss}, armătura longitudinală A_{s1} trebuie suplimentată cu o cantitate de armătură ΔA_{s1} (fig. 3.41) care în mod obișnuit (pentru unghiul de înclinare a armăturii $\beta = 45°$) se consideră la valoarea:

$$\Delta A_{s1} = 1,2 A_{ss} \qquad (3.99)$$

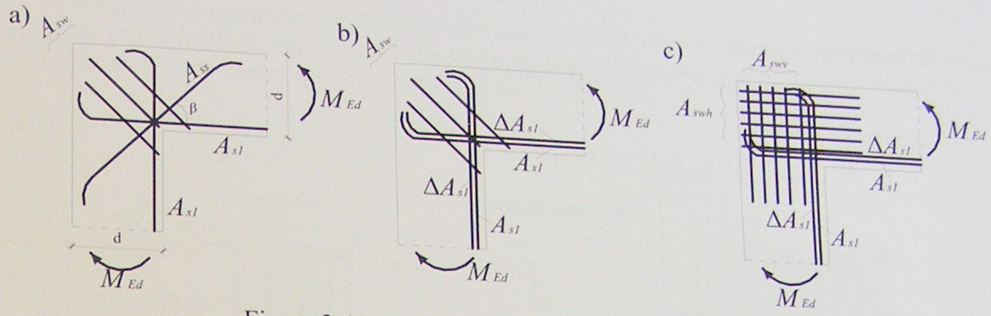


Figura 3.41 Variante de armare la un nod de cadru

Deoarece așezarea etrierilor suplimentari în poziție înclinată este dificilă (rezultând lungimi diferite pentru fiecare etrier) și îngreunează betonarea nodului, se preferă prevederea unor etrieri orizontali și verticali (fig. 3.41c), având aria:

$$A_{swh} = A_{swv} = 1,2 A_{sw} \qquad (3.100)$$

La grinzile de acoperiș poate să apară situația în care tălpile nu sunt paralele (fig. 3.42). În acest caz forțele de compresiune F_{cd} își schimbă direcția, dând naștere la o forță de întindere pe verticală $U = 2F_{cd} \sin(\alpha/2)$ care trebuie preluat cu etrieri suplimentari.

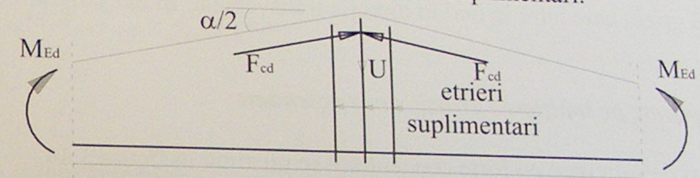


Figura 3.42 Armarea cu etrieri suplimentari la o grindă de acoperiș

3.2.3.5 *Noduri de cadru*

Pentru comportarea sigură a nodurilor de cadre la acțiunea seismică este necesar să se asigure o secțiune suficientă de beton (pentru a evita ruperea fragilă a stâlpului de la partea inferioară), și o armare corespunzătoare a nodurilor.

Forța de compresiune înclinată (produsă în nod de mecanismul de diagonală comprimată) nu va depăși rezistența la compresiune a betonului solicitat transversal la întindere. Această cerință se consideră satisfăcută dacă:

– la noduri interioare:

$$V_{jhd} \le \upsilon \cdot f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\nu_d}{\eta}} b_j h_{jc} \qquad (3.101)$$

în care: $\upsilon = 0,6(1 - f_{ck}/250)$

$\nu_d = \dfrac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ – forța axială normalizată în stâlpul de deasupra;

$b_j = \min\{b_c; (b_w + 0,5h_c)\}$ – lățimea de proiectare a nodului (b_c, h_c dimensiunile secțiunii transversale ale stâlpului, b_w lățimea grinzii);

h_{jc} – distanța dintre rândurile extreme ale armăturii stâlpului.

– la noduri exterioare:

$$V_{jhd} \le 0,8\upsilon \cdot f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\nu_d}{\eta}} b_j h_{jc} \qquad (3.102)$$

Armătura transversală sub formă de etrieri orizontali (fig. 3.43), se va dimensiona pe baza relațiilor:

– la noduri interioare:

$$A_{sw,h} f_{ywd} \geq 0{,}8(A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0{,}8 \nu_d) \tag{3.103}$$

– la noduri exterioare:

$$A_{sw,h} f_{ywd} \geq 0{,}8 A_{s2} f_{yd} (1 - 0{,}8 \nu_d) \tag{3.104}$$

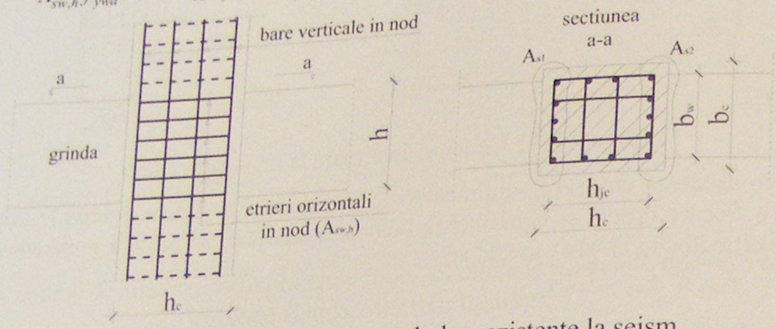


Figura 3.43 Armarea nodurilor cadrelor rezistente la seism

Forța axială normalizată ν_d corespunde stâlpului inferior. Relațiile (3.103) și (3.104) sunt valabile dacă există grinzi care intră în nod în direcția transversală. În caz contrar coeficientul 0,8 se mărește la 1,0.

3.2.3.6 *Încărcări aplicate pe înălțimea grinzii sau suspendate*

Câteva cazuri de solicitare cu forțe concentrate se prezintă în figura 3.44.

În cazul rezemării unei grinzi pe o altă grindă, armătura de suspendare din grinda purtătoare, va fi dispusă și calculată să preia întreaga reacțiune adusă de grinda purtată (fig. 3.45).

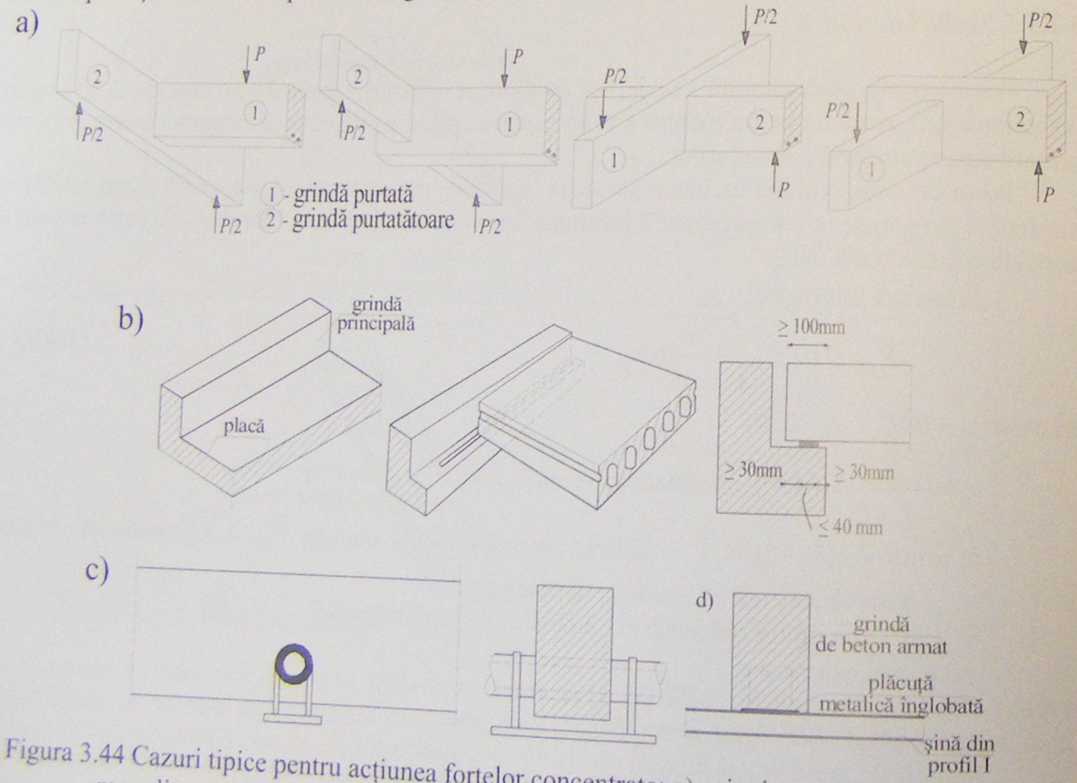


Figura 3.44 Cazuri tipice pentru acțiunea forțelor concentrate: a) grinzi monolite; b) planșee monolite sau prefabricate; c) conducte și/sau tavan fals; d) grinzi de rulare

Armătura de suspendare va fi de preferință, alcătuită din etrieri și armătura principală a elementului purtător. Parte din acești etrieri vor fi distribuiți în exteriorul volumului de beton, care este comun celor două grinzi, conform indicației din figura 3.46.

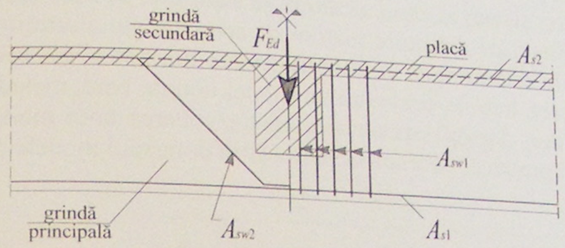


Figura 3.45 Modul de armare la intersecții de grinzi

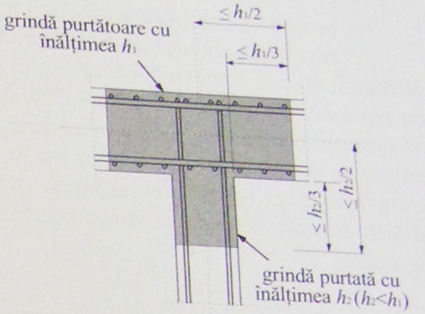


Figura 3.46 Poziționarea armăturii de suspendare în zona de intersecție a două grinzi

Armarea transversală se calculează cu relația:

$$F_{Ed} \leq A_{sw1} f_{ywd} + A_{sw2} f_{yd} \sin \beta \tag{3.105}$$

$$A_{sw} = \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} \tag{3.106}$$

3.2.3.7 *Goluri în inima grinzilor*

Pentru a permite trecerea unor instalații pe înălțimea grinzilor, este nevoie de prevederea unor goluri în grinzile de planșeu la clădirile etajate sau în grinzile de acoperiș la halele parter.

Forma, dimensiunile și poziția golurilor pe lungimea grinzilor poate fi foarte variată (fig. 3.47a, b și c), dar și solicitările pot fi diferite (fig. 3.47d).

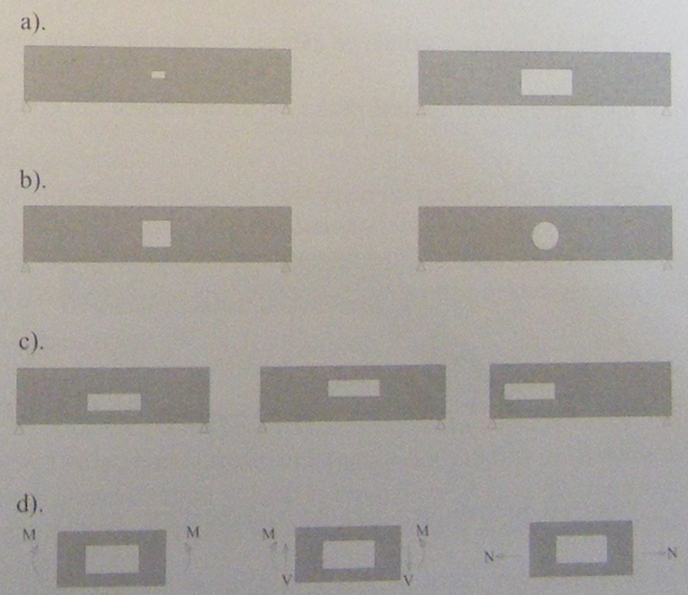


Figura 3.47 Clasificarea golurilor în inima grinzilor după:
a) dimensiuni, b) formă, c) poziția în lungul grinzii, d) tipul solicitării

Deoarece în jurul golurilor traiectoria eforturilor unitare principale prezintă un sistem complex de linii calculul eforturilor este o problemă dificilă. În principiu se poate utiliza una din următoarele metode de calcul:

– *procedeul modelului de bare;*
– *procedeul echilibrului eforturilor.*

Principiul modelului de bare constă în înlocuirea zonei în care ipoteza secțiunilor plane a lui Bernaulli nu este respectată ca un sistem de bare, sistem al cărui alcătuire se stabilește pe baza stării de tensiune. Direcția acestor bare este determinată de direcțiile majore de scurgere ale eforturilor unitare principale (fig. 3.48). În general, barele comprimate sunt reprezentate din beton, iar cele întinse de armături. Pentru fiecare caz de aplicare trebuie dezvoltat un model nou de bare, metoda are avantajul că armarea corespunde cazului dat, dar și dezavantajul că dezvoltarea unui model global folosibil, în limite de timp acceptabile în practică, necesită experiență în domeniul modelelor de armare.

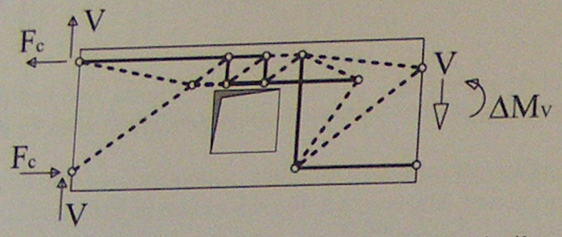


Figura 3.48 Model de bare pentru calculul golurilor

Dacă diametrul golului circular nu depășește 0,4 *h* sau la cele dreptunghiulare dimensiunea maximă a laturii este mai mic decât 0,35 *h,* transmiterea forței tăietoare se poate face cu analogia grinzilor cu zăbrele (fig. 3.49).

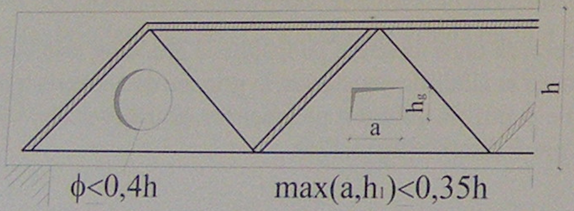


Figura 3.49 Analogia cu grinda cu zăbrele la găuri nu foarte mari

În cazul golurilor înșiruite distanța minimă dintre ele se determină din condiția (fig. 3.50).

$$\sigma_c = \frac{V_{Ed}}{0{,}6 h_b b_w \sin\alpha} \le f_{cd} \qquad (3.107)$$

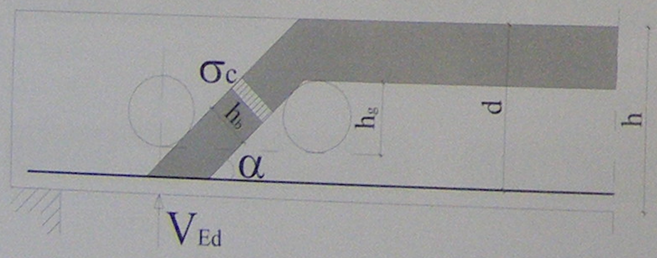


Figura 3.50 Stabilirea distanței minime dintre goluri

La goluri având lungimea mai mare de 0,5 h calculul se va face după un model folosit la cadre, similar cu o grindă Vierendeel. Transmiterea forței tăietoare depinde în mare măsură de rigiditatea tălpii superioare și inferioare. Se recomandă ca eforturile să se distribuie în raport cu rigiditățile efective ale tălpilor așa cum se prezintă în figura 3.51.

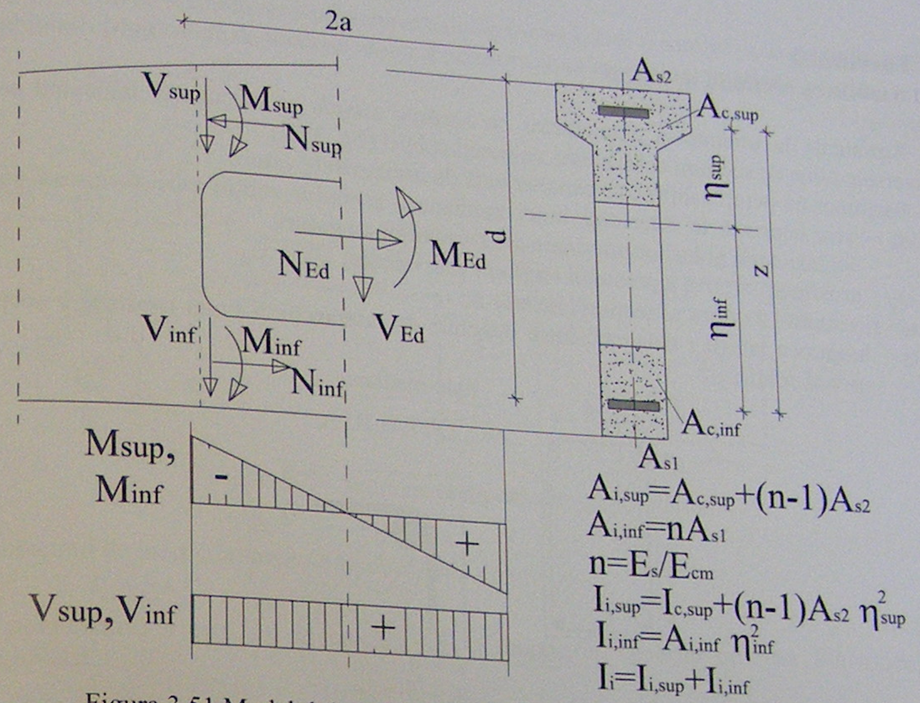


Figura 3.51 Modelul de cadru pentru calculul eforturilor la goluri mari

Forța axială, forța tăietoare și momentul din tălpi se obțin cu relațiile:

$$N_{\sup} = N_{Ed}\frac{\eta_{\inf}}{z} + \frac{M_{Ed}}{z} \qquad (3.108)$$

$$N_{\inf} = N_{Ed}\frac{\eta_{\sup}}{z} + \frac{M_{Ed}}{z} \qquad (3.109)$$

$$V_{\sup} = V_{Ed}\frac{I_{i,\sup}}{I_i}, \quad V_{\inf} = V_{Ed}\frac{I_{i,\inf}}{I_i} \qquad (3.110)$$

$$M_{\sup} = \mp V_{\sup} a, \quad M_{\inf} = \mp V_{\inf} a \qquad (3.111)$$

În relațiile de mai sus N_{Ed}, V_{Ed} respectiv M_{Ed} sunt solicitările de calcul din încărcările exterioare, în mijlocul golului.

Dacă axa neutră intersectează golul trebuie să se verifice dacă betonul și armăturile din talpa comprimată rămasă pot prelua forța de compresiune.

Pentru situațiile în care în exploatare se presupune o talpă inferioară fisurată sau cu o arie de beton foarte mică se poate utiliza o metodă mai simplă pentru determinarea forțelor tăietoare:

$$V_{\sup} = (0{,}8 - 0{,}9)V_{Ed} \qquad (3.112)$$

$$V_{\inf} = (0{,}2 - 0{,}1)V_{Ed} \qquad (3.113)$$

În cazurile curente se propune următoarea regulă simplificată de dimensionare:
– dimensionarea grinzii în afara golului la încovoiere și forța tăietoare;
– dimensionarea la forța tăietoare a tălpii inferioare și superioare pentru valorile obținute cu relațiile (3.112), (3.113);
– dimensionarea tălpilor la forța axială și moment încovoietor;
– lângă gol pe ambele fețe se prevăd etrieri suplimentari dimensionați la 0,8 V_{Ed};
– la grinzile mari se prevăd armături înclinate la colțul golurilor.

3.3 Torsiunea

3.3.1 Stabilirea secțiunii de calcul

Rezistența la torsiune a elementelor cu *secțiuni simple* se calculează înlocuind secțiunile transversale pline cu secțiuni echivalente cu pereți subțiri (fig. 3.52).

Secțiunea cu pereți subțiri este caracterizată de următoarele valori:

A_k – aria cuprinsă în interiorul liniei mediane a pereților subțiri care formează secțiunea, inclusiv aria golurilor interioare ale secțiunilor cu goluri;

$t_{ef,i}$ – grosimea efectivă a peretelui secțiunii echivalente;

u – perimetrul exterior al secțiunii de arie A;

z_i – lungimea laturii i măsurată între punctele de intersecție a liniei mediane a secțiunii cu pereți subțiri.

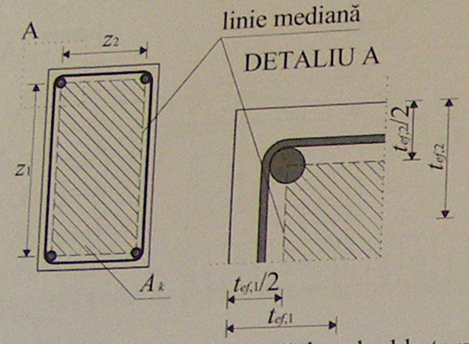


Figura 3.52 Secțiunea echivalentă de calcul la torsiune

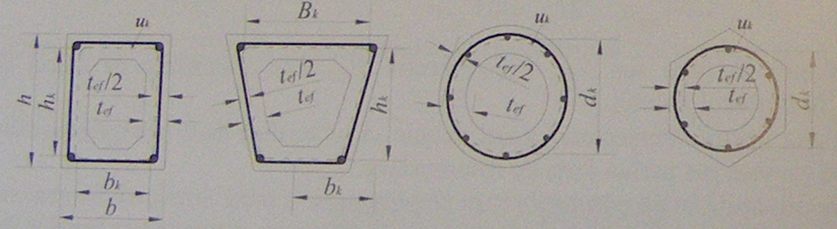
Grosimea efectivă a peretelui secțiunii se determină cu relația:

$$t_{ef} = \frac{A}{u} \tag{3.114}$$

în care: A – aria totală a secțiunii transversale, inclusiv aria golurilor interioare dacă acestea există (secțiunea chesonată).

Valoarea astfel obținută nu poate fi mai mică decât dublul distanței dintre marginea secțiunii și centrul de greutate al armăturii longitudinale, iar în cazul secțiunilor chesonate nu poate depăși grosimea efectivă a peretelui.

În figura 3.53 se prezintă pentru câteva secțiuni simple caracteristicile secțiunii echivalente.



A_k	$b_k h_k$	$1/2(B_k + b_k)h_k$	$\pi d_k^2/4$	$\pi d_k^2/4$
u_k	$2(b_k + h_k)$	$B_k + b_k + 2h_k$	πd_k	πd_k

Figura 3.53 Secțiuni simple (pline sau cu goluri) solicitate la torsiune

Dacă *secțiunea are formă mai complexă*, ea se subdivide în forme simple, apoi acestea se modelează prin secțiuni echivalente cu pereți subțiri. Împărțirea secțiunii trebuie realizată astfel încât să se obțină rigiditatea maximă la torsiune.

Calculul fiecărui element se face separat după ce momentul de torsiune este distribuit proporțional cu rigiditatea la torsiune a elementelor, determinată în stadiul elastic, nefisurat. Capacitatea portantă la torsiune este în acest caz suma capacităților portante individuale ale elementelor.

În figura 3.54 se prezintă secțiuni transversale de formă I, L și S care se descompun în secțiuni dreptunghiulare. Momentele de torsiune aferente acestora se calculează cu relațiile:

$$T_{Ed,i} = \frac{I_{ti}}{\sum_{i=1}^{n} I_{ti}} T_{Ed} \tag{3.115}$$

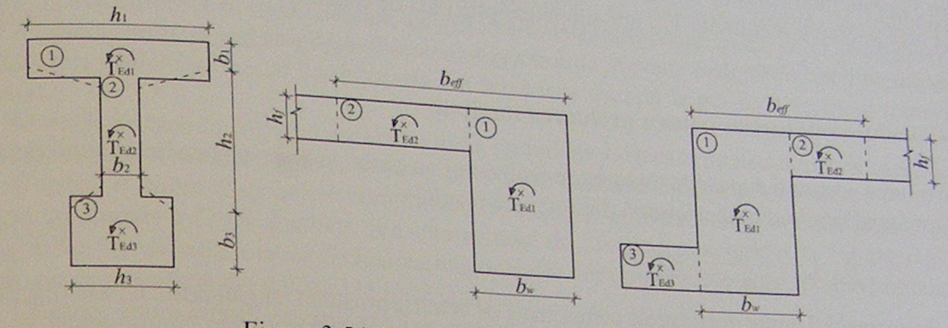


Figura 3.54 Secțiune compusă din dreptunghiuri

Momentul de inerție la torsiune se determină cu relația:

$$I_{ti} = \eta_i h_i b_i^3 \tag{3.116}$$

în care coeficientul η este dat în tabelul 3.8 în funcție de raportul laturilor h/b a secțiunilor dreptunghiulare.

Tabelul 3.8 Coeficientul η pentru calculul momentului de inerție la torsiune a secțiunilor dreptunghiulare

h/b	1	1,5	2	4	6	8	10	∞ (placă)
η	0,140	0,196	0,229	0,263	0,281	0,299	0,307	0,333

3.3.2 Modelul de calcul la torsiune

Elementul real, solicitat la momentul de torsiune T_{Ed}, se modelează sub forma unei grinzi cu zăbrele spațiale, alcătuită din patru grinzi cu zăbrele plane, de tipul celor utilizate la calculul la forță tăietoare (fig. 3.55), fiecare fermă cu zăbrele plană urmând să suporte o forță tăietoare V_{Ed}. Întrucât procentul de armare al etrierilor este același în toți pereții secțiunii casetate echivalente, rezultă că diagonalele comprimate de beton vor avea aceeași înclinare. În această situație se poate considera că acțiunea momentului de torsiune poate fi înlocuită cu o forță de lunecare $\tau_{t,i}$ uniform distribuită în lungul conturului u_k.

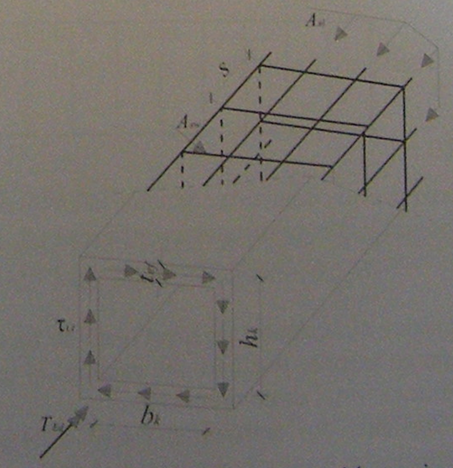


Figura 3.55 Modelul de calcul la torsiune

În cazul torsiunii pure, efortul tangențial din torsiune se determină cu relația:

$$\tau_{t,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k t_{ef,i}} \tag{3.117}$$

în care T_{Ed} este momentul de torsiune de calcul, determinat din calculul static.

Forța tăietoare rezultantă V_{Ed} într-un perete este dată de relația:

$$V_{Ed} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \tag{3.118}$$

3.3.3 Calculul armăturilor pentru preluarea torsiunii

Armarea secțiunii supuse la torsiune se realizează cu etrieri și bare longitudinale suplimentare.

Armătura longitudinală necesară din torsiune rezultă:

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} u_k}{2A_k f_{yd}} ctg\theta \tag{3.119}$$

în care: θ este unghiul dintre diagonalele comprimate de beton și armătura longitudinală întinsă (fig. 3.20)

f_{yd} – rezistența de calcul a oțelului din care este confecționată armătura longitudinală A_{sl}.

Armătura longitudinală din torsiune se distribuie pe perimetrul u_k; numai în cazul secțiunilor de dimensiuni mici, poate fi dispusă concentrat, în colțurile secțiunii.

Armătura transversală sub formă de etrieri necesari din torsiune rezultă:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_T = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{yd}} tg\theta \tag{3.120}$$

În cazul solicitărilor combinate, se poate utiliza o metodă simplificată, în care se consideră separat fiecare solicitare. Ariile de armătură se determină pentru încovoiere, forță tăietoare și pentru torsiune, urmând apoi să fie adiționate (fig. 3.56).

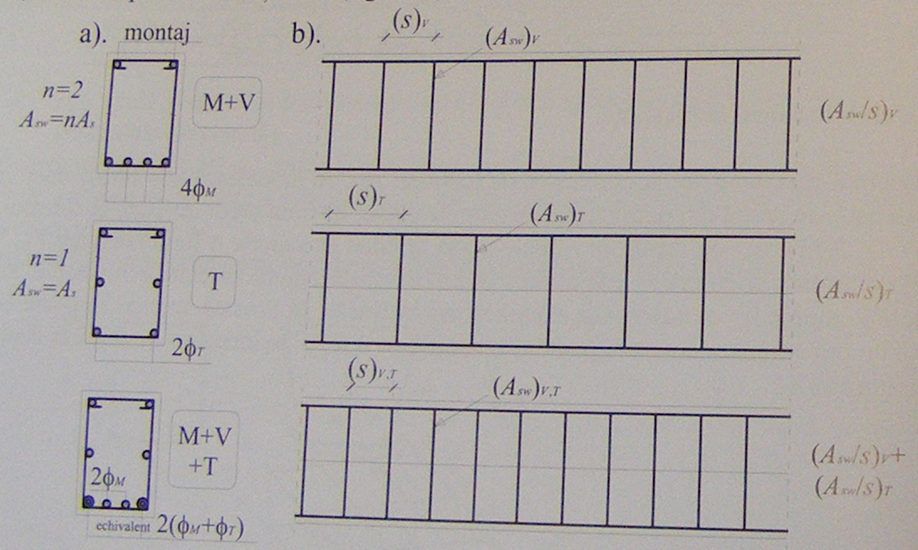


Figura 3.56 Model pentru cumularea efectelor încovoierii și torsiunii
a) dispunerea armăturilor longitudinale; b) dispunerea etrierilor (A_{sw} – aria tuturor ramurilor forfecate, A_s – secțiunea transversală a barei)

Armătura longitudinală dispusă din calculul de încovoiere se modifică astfel: în zona întinsă cantitatea de armătură se mărește cu valorile rezultate din calculul la torsiune, în zona comprimată poate fi redusă, în funcție de mărimea forței de compresiune.

Armăturile longitudinale rezultate din calculul la torsiune (A_{sl}) pot suplimenta (cel puțin parțial) ariile armăturilor longitudinale rezultate din calculul la încovoiere (A_s) cu condiția ca așezarea armăturilor în secțiunea transversală de beton și traseul acestora să satisfacă deopotrivă

prevederile de alcătuire a elementelor (date în cap. 5) pentru cele două solicitări. Se recomandă însă ca armătura longitudinală dimensionată la torsiune să fie dispusă, pe cât posibil, uniform pe periferia secțiunii transversale de beton și în acest caz diametrul, modul de fasonare și de ancorare a acestor armături diferă de cele dimensionate la încovoiere.

Dimensionarea etrierilor suplimentari la torsiune se face de regulă în corelare cu dimensionarea etrierilor la forță tăietoare dată fiind afinitatea între diagramele celor două solicitări.

Armătura transversală rezultată din calculul la torsiune se poate însuma cu cea dimensionată la acțiunea forței tăietoare numai dacă aceasta din urmă este așezată la periferia secțiunii transversale de beton.

În cazul în care se folosesc etrieri cu două ramuri de forfecare pentru dimensionarea la forță tăietoare, se adoptă același diametru al etrierilor și pentru dimensionarea la torsiune.

Unghiul θ dintre diagonalele comprimate de beton și armătura longitudinală întinsă în cazul acțiunii combinate a forței tăietoare și a momentului de torsiune este limitat la $1 \le \text{ctg}\,\theta \le 2{,}5$. În același timp, trebuie subliniat că înclinarea diagonalelor comprimate θ pentru torsiune trebuie să fie aceeași cu cea rezultată din calculul la forță tăietoare.

Distanța dintre etrieri, ce urmează a se prevedea în element se determină pe baza principiului:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_T + \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_V \tag{3.121}$$

cu relația:

$$s = \frac{s_T s_V}{s_T + s_V} \tag{3.122}$$

Distanța dintre etrieri (sau barele transversale când se utilizează carcase sudate) cât și diametrul acestora trebuie să respecte prescripțiile constructive menționate în capitolul 5.

Capacitatea portantă maximă a elementului cu secțiune plină supusă la efectul forței tăietoare și a momentului de torsiune este limitată de cedarea diagonalelor comprimate, conform condiției:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,\max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,\max}} \le 1 \tag{3.123}$$

în care: T_{Ed} – momentul de torsiune de calcul;

V_{Ed} – forța tăietoare de calcul;

$T_{Rd,max}$ – momentul de torsiune capabil ce poate fi preluat de secțiune fără a se produce zdrobirea betonului comprimat;

$V_{Rd,max}$ – forța tăietoare capabilă a elementului.

Momentul de torsiune capabil se obține cu relația:

$$T_{Rd,\max} = 2\alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} A_k t_{ef} \cos\theta \sin\theta \tag{3.124}$$

în care ν_1 și α_{cw} au valorile definite la punctul 3.2.2.2.

Forța tăietoare capabilă a elementului se determină cu relația (3.66), în care în loc de b_w se introduce t_{ef}:

$$V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} t_{ef} z_i \nu_1 f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta} \tag{3.125}$$

În elementele cu secțiunea transversală apropiată de un dreptunghi, se poate dispune doar armătură constructivă, dacă este îndeplinită condiția de mai jos:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \le 1 \tag{3.126}$$

în care: $T_{Rd,c}$ – momentul de torsiune de fisurare, care se determină luând $\tau_{t,i} = f_{ctd}$;

$V_{Rd,c}$ – forța tăietoare capabilă din relația (3.53), (3.54), (3.55) și (3.56).

3.4 Străpungerea

3.4.1 Perimetrul de control

Verificarea la străpungere se face în lungul unor perimetre de control (fig. 3.57).

Dacă placa are înălțimea constantă, secțiunea de control este perpendiculară pe planul plăcii. Dacă placa are înălțimea variabilă (de exemplu, talpa fundației), d se măsoară la perimetrul ariei încărcate (fig. 3.58).

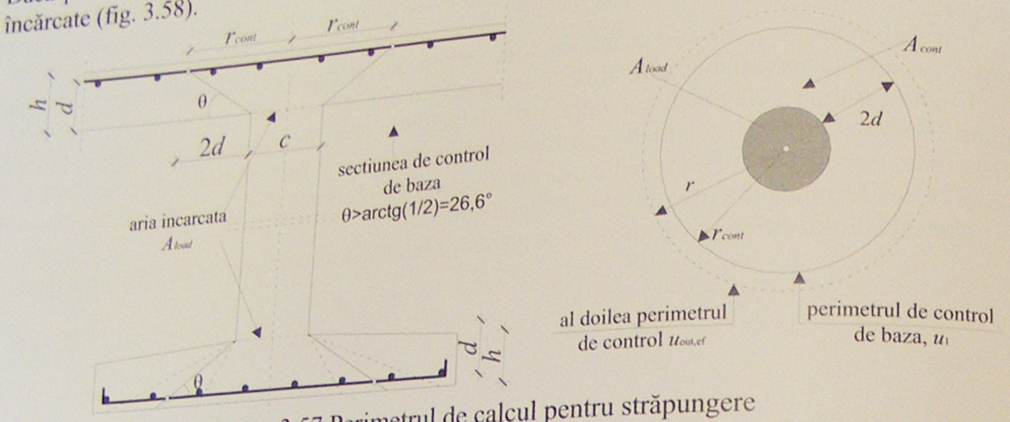


Figura 3.57 Perimetrul de calcul pentru străpungere

Înălțimea utilă a plăcii în mod curent se consideră constantă, fiind egală cu media înălțimilor utile pe cele două direcții, d_y și d_z:

$$d = (d_y + d_z)/2 \tag{3.127}$$

Perimetrul de bază de control u_1 se consideră la distanță $2{,}0d$ față de aria încărcată și se construiește astfel încât să aibă o lungimea minimă (fig. 3.58a).

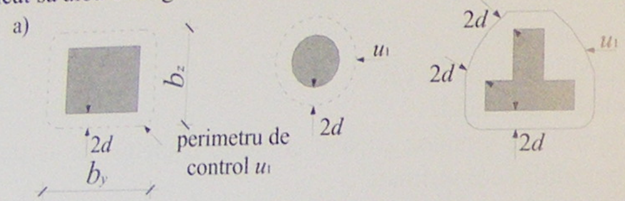


Figura 3.58 Perimetrul de control de bază pentru diferite situații

În situații în care o forță concentrată este aplicată mai aproape de $2{,}0d$ față de A_{load}, se ia în considerare un perimetru de control la o distanță mai mică decât $2{,}0d$ (perimetrul de control trece prin punctul de aplicație al forței).

Dacă aria încărcată este situată lângă un gol, o parte din perimetrul de control este considerată inactivă, așa cum se arată în figura 3.58b). În cazul în care aria încărcată este situată în apropierea marginii sau în colțul plăcii, perimetrul de control se determină ca în figura 3.59.

Alte perimetre de control u, din interiorul sau exteriorul ariei de control de bază, vor avea aceeași formă ca și perimetrul de control de bază.

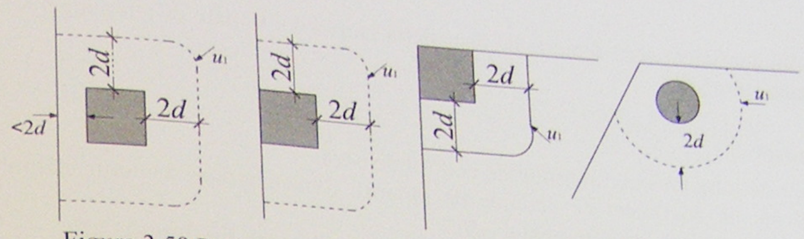


Figura 3.59 Perimetrul de control pentru stâlpi marginali sau de colț

Plăcile rezemate pe stâlpi circulari prin intermediul unor capiteluri circulare cu $l_H \le 2{,}0h_H$ (fig. 3.60a) se verifică la străpungere numai într-o secțiune de control situată la distanța r_{cont} față de centrul de greutate al secțiunii stâlpului:

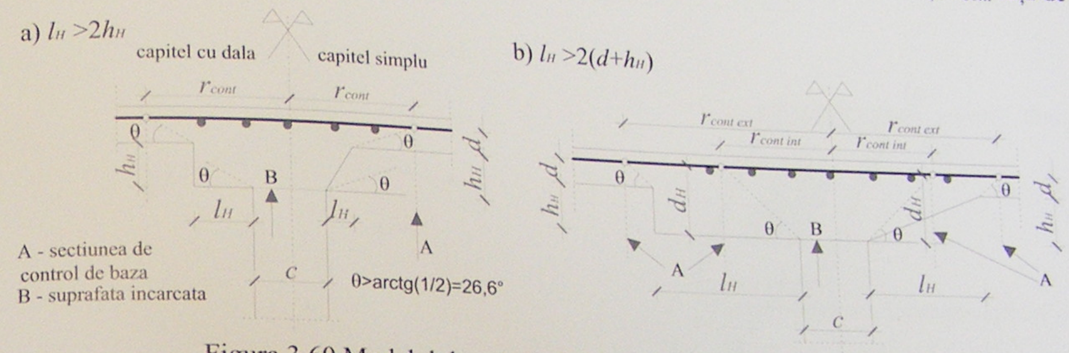


Figura 3.60 Modelul de calcul pentru străpungere - stâlp cu capitel

$$r_{cont} = 2{,}0d + l_H + 0{,}5c \tag{3.128}$$

unde: l_H – distanța de la fața stâlpului la marginea capitelului;

c – diametrul stâlpului.

Dacă stâlpii și capitelurile au forma rectangulară, cu $l_H \le 2{,}0d$, pentru r_{cont} se alege valoarea cea mai mică dată de relațiile:

$$r_{cont} = 2{,}0d + 0{,}56\sqrt{l_1 l_2} \tag{3.129}$$

$$r_{cont} = 2{,}0d + 0{,}69l_1 \tag{3.130}$$

unde: $l_1 = c_1 + 2l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$ cu condiția $l_1 \le l_2$.

În situațiile în care $l_H > 2{,}0d$, se verifică atât secțiunea ce trece prin capitel (perimetrul interior), cât și cea care trece prin placă (perimetrul exterior), conform figurii 3.60b).

Prevederile referitoare la perimetrul de control de bază, respectiv la calcul se aplică înlocuind d cu d_H (fig. 3.560b).

Distanțele de la centrul de greutate a secțiunii stâlpului până la secțiunile de control pot fi luate (fig. 3.60b).

$$r_{cont,ext} = l_H + 2{,}0d + 0{,}5c \tag{3.131}$$

$$r_{cont,int} = 2{,}0(d + h_H) + 0{,}5c \tag{3.132}$$

3.4.2 Determinarea efortului de calcul v_{Ed}

Valoarea efortului de calcul v_{Ed} se determină din relația:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \tag{3.133}$$

unde d este înălțimea utilă medie, conform relației (3.127);

u_i este lungimea perimetrului de control considerat, care poate fi perimetrul stâlpului sau perimetrul de control de bază;

β este un coeficient care depinde de distribuția eforturilor unitare de străpungere. Coeficientul β se calculează cu relația:

$$\beta = 1 + k\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}\frac{u_1}{W_1} \tag{3.134}$$

unde u_1 este lungimea perimetrului de control de bază;

k este un coeficient ce depinde de raportul dimensiunilor secțiunii stâlpului c_1 și c_2, având valorile date în tabelul 3.9;

W_1 este o funcție de u_1 pentru distribuția forței tăietoare din figura 3.61a.

Tabelul 3.9 Coeficientul k pentru suprafețe încărcate dreptunghiulare

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

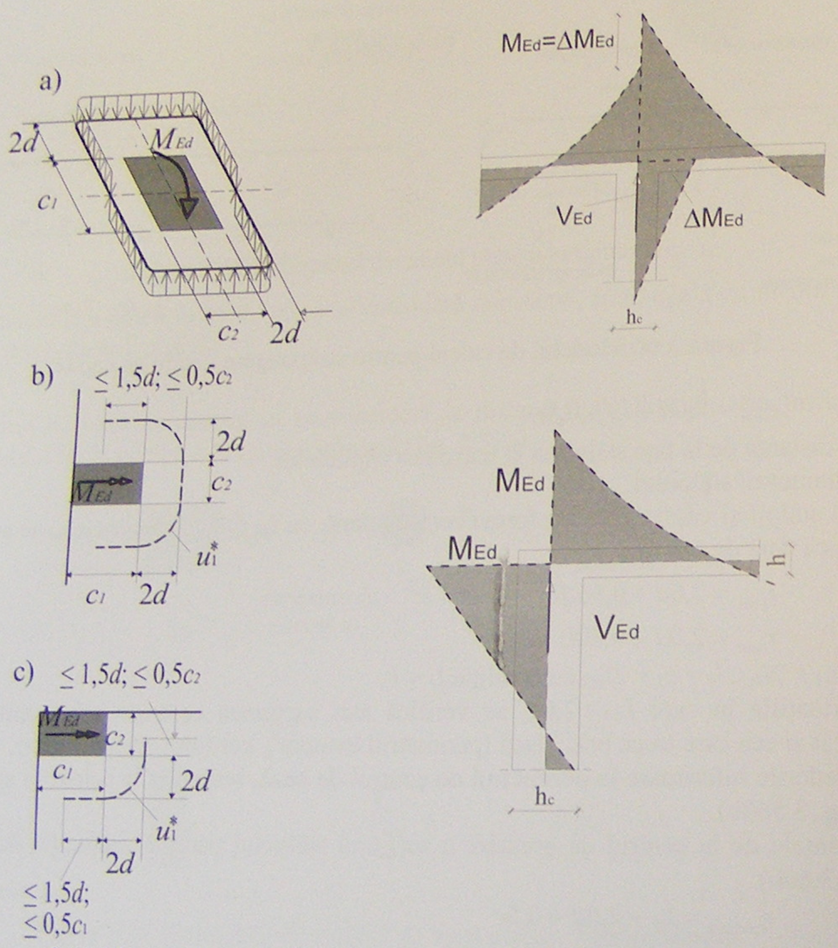


Figura 3.61 Momentul neechilibrat la conexiunea placă-stâlp a) nod central, b) nod marginal, c) nod de colț

Funcția W_1 corespunzătoare distribuției forței tăietoare din figura 3.61a se determină cu relația:

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e|dl \tag{3.135}$$

unde dl este lungimea elementară a conturului, iar e distanța de la lungimea elementară dl până la axa în raport cu care acționează momentul M_{Ed}.

Pentru un *stâlp dreptunghiular interior*, ținând seama de relația (3.135), W_1 este:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1 \tag{3.136}$$

unde c_1 și c_2 sunt dimensiunile secțiunii stâlpului, considerate conform figurii 3.61a.

Pentru un *stâlp circular interior*, valoarea coeficientului β se determină cu relația:

$$\beta = 1 + 0,6\pi\frac{e}{D+4d} \tag{3.137}$$

unde D este diametrul stâlpului circular.

Pentru un stâlp dreptunghiular interior unde, încărcarea este excentrică față de ambele axe, se poate utiliza relația aproximativă:

$$\beta = 1 + 1,8\sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \tag{3.138}$$

unde e_y și e_z sunt excentricitățile M_{Ed}/V_{Ed} în lungul axelor y și z;

b_y și b_z sunt dimensiunile perimetrului de control (fig. 3.58a).

Pentru un stâlp dreptunghiular marginal, dacă există excentricitate după ambele direcții ortogonale, β se poate determina din relația:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k\frac{u_1}{W_1}e_{par} \tag{3.139}$$

unde: u_1 este lungimea perimetrului de control de bază din figura 3.57;

u_1^* este lungimea perimetrului de control de bază redus din figura 3.61b;

e_{par} este excentricitatea paralelă cu marginea plăcii, rezultând dintr-un moment aplicat ca în figura 3.61b);

k se poate determina din tabelul 3.9, în care raportul c_1/c_2 se înlocuiește cu $c_1/2c_2$;

W_1 este calculat pentru perimetrul de control de bază u_1 din figura 3.58a.

Pentru un stâlp dreptunghiular ca în figura 3.61b, W_1 rezultă:

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1c_2 + 4c_1d + 8d^2 + \pi dc_2 \tag{3.140}$$

Dacă excentricitatea este dirijată spre exteriorul plăcii, se utilizează relația (3.134).

La calculul W_1, excentricitatea e trebuie măsurată de la centrul de greutate al conturului de calcul.

Pentru un stâlp de colț unde excentricitatea este dirijată spre interiorul plăcii, β se determină cu relația:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \tag{3.141}$$

Dacă excentricitatea este spre exteriorul plăcii, se utilizează relația (3.134).

Pentru structuri la care stabilitatea laterală nu depinde de interacțiunea de cadru între placă și stâlp și la care deschiderile adiacentă nu diferă cu mai mult de 25%, se pot utiliza valori aproximative. În anexele naționale se precizează valorile pentru β; valorile recomandate pentru β sunt date în figura 3.62.

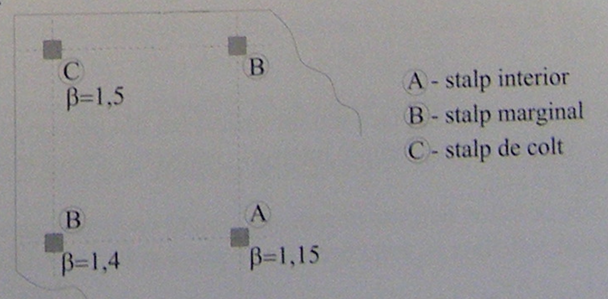


Figura 3.62 Valorile recomandate pentru coeficientul β

Dacă o forță concentrată acționează aproape de stâlp, nu se face reducerea forței tăietoare de calcul conform punctului 3.2.2.

3.4.3 Calculul la străpungere

3.4.3.1 *Etapele de calcul*

Calculul la străpungere se bazează pe verificarea unei serii de secțiuni de control, care au o formă similară cu secțiunea de control de bază. Se definesc următoarele eforturi de tăiere cu valoarea de calcul, distribuite pe unitatea de suprafață a secțiunii de control:

$v_{Rd,c}$ – capacitatea portantă la străpungere a plăcii fără armătură pentru preluarea eforturilor din străpungere în lungul secțiunii de control considerate;

$v_{Rd,cs}$ – capacitatea portantă la străpungere a plăcii cu armătură specificată în lungul secțiunii de control;

$v_{Rd,max}$ – capacitatea portantă maximă la străpungere în lungul secțiunii de control considerate.

$$v_{Ed} < v_{Rd,\max} \tag{3.142}$$

Nu este necesară prevederea armăturii pentru preluarea eforturilor din străpungere, dacă este îndeplinită condiția:

$$v_{Ed} < v_{Rd,c} \tag{3.143}$$

Dacă $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ este necesar calculul armăturilor specifice, conform punctului 3.4.3.3. Pentru ca să se evite zdrobirea betonului comprimat, valoarea eforturilor unitare maxime din efectul de străpungere v_{Ed}, distribuite pe perimetrul stâlpului sau al ariei încărcate determinate cu relația (3.133).

3.4.3.2 *Capacitatea portantă la străpungere a plăcilor fără armătură specifică* ($v_{Ed} \le v_{Rd,c}$)

Capacitatea portantă la străpungere a plăcii fără armătură specifică trebuie evaluată pentru secțiunea de bază de control. Calculul se face cu relația:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c}\eta_1 k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp} \ge (v_{\min} + k_1\sigma_{cp}) \tag{3.144}$$

unde: f_{ck} este exprimat în N/mm^2;

$k = 1 + \sqrt{\dfrac{200}{d}} \le 2{,}0$; cu d în mm;

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly}\rho_{lz}} \le 0{,}02$; ρ_{ly}, ρ_{lz} se referă la armătura întinsă ancorată după direcțiile y și z; ρ_{ly} și ρ_{lz} se calculează ca valori medii, ținând seama de o lățime a plăcii egală cu lățimea stâlpului plus $3d$ de fiecare parte;

$\eta_1 = 1$ pentru beton greu și conform punctului 2.1.6 pentru beton ușor;

$C_{Rd,c}$, v_{min} și k_1 sunt date în anexele naționale, valorile recomandate fiind cele date în relațiile (3.56) și (3.57), respectiv $k_1 = 0{,}1$, pentru beton greu și $k_1 = 0{,}08$, pentru beton ușor.

Efortul unitar normal în secțiunea critică se obține din semi-suma eforturilor unitare pe direcțiile y respectiv z:

$$\sigma_{cp} = 0{,}5\left(\frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} + \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}\right) \tag{3.145}$$

unde: $N_{Ed,y}$ și $N_{Ed,z}$ sunt forțele axiale în placă din încărcări (sau din precomprimare), considerate de-a lungul deschiderii pentru stâlpii interiori, respectiv de-a lungul secțiunii de control pentru un stâlp de colț;

A_{cy} și A_{cz} sunt ariile de beton definite în aceleași situații ca forțele axiale corespunzătoare.

În cazul unor fundații solicitate cu forțe centrice se poate aplica o reducere:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \tag{3.146}$$

în care: V_{Ed} este forța tăietoare aplicată;

ΔV_{Ed} – forța din presiunea solului din care se scade greutatea proprie a plăcii fundației (acționează de jos în sus).

Efortul unitar de străpungere în jurul perimetrului de control se determină cu relația:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u\,d} \tag{3.147}$$

iar capacitatea portantă:

$$v_{Rd} = c_{Rd,c}\eta_1 k(100\rho f_{ck})^{1/3}\frac{2d}{a} \ge \eta_1 \cdot v_{\min}\frac{2d}{a} \tag{3.148}$$

în care: a este distanța de la marginea stâlpului la perimetrul de control considerat;

$\eta_1 = 1$ pentru beton greu și conform punctului 2.1.6 pentru betoane cu agregate ușoare;

$c_{Rd,c}$, v_{min} și k – coeficienți definiți mai sus.

Dacă forța de solicitare acționează excentric:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u\,d}\left(1 + k\frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W}\right) \tag{3.149}$$

în care: W este similar cu W_1 și se calculează pentru perimetrul u;

k este dat în tabelul 3.9.

3.4.3.3 *Capacitatea portantă la străpungere a plăcilor cu armătură specifică* ($v_{Ed} > v_{Rd,c}$)

Elementul real, solicitat la străpungere și moment încovoietor, se modelează sub forma unei grinzi cu zăbrele spațială, alcătuită din suprafețe conice de beton (diagonale comprimate), tălpi comprimate din beton, tălpi întinse din armătură și montanți din dornuri speciale ambutisate la capete (fig. 3.63a).

Calculul capacității portante la străpungere a plăcii cu armătură specifică pentru preluarea eforturilor din străpungere în lungul secțiunii de control, $v_{Rd,cs}$ se face cu relația:

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75v_{Rd,c} + 1{,}5\frac{A_{sw}f_{ywd,ef}}{s_r u_1}\sin\alpha \tag{3.150}$$

unde: A_{sw} este aria barelor de pe un perimetru al armăturii de străpungere din jurul stâlpului;

s_r este distanța dintre armăturile de pe perimetre succesive, măsurată ca în figura 3.63;

$f_{ywd,ef}$ este rezistența efectivă de calcul a armăturii pentru străpungere, conform relației:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25d \le f_{ywd}\text{, în N/mm}^2 \tag{3.151}$$

α este unghiul dintre armătura transversală pentru străpungere și planul median al plăcii.

Dacă se prevede doar un rând de armături înclinate, în relația (3.150) se înlocuiește s_r cu $1{,}5d$.

Detaliile de armare pentru preluarea forței tăietoare din străpungere sunt date la punctul 5.2.1.4.

Lângă stâlp, efortul unitar de străpungere este limitat la valoarea:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \le v_{Rd,\max} = 0{,}5vf_{cd} \tag{3.152}$$

unde: u_0 depinde de poziția stâlpului, stâlp interior, u_0=perimetrul stâlpului; stâlp marginal, $u_0 = c_2 + 3d \le c_2 + 2c_1$; stâlp de colț, $u_0 = 3d \le c_1 + c_2$;

c_1, c_2 – dimensiunile secțiunii stâlpului, ca în figura 3.61;

v – conform relației (3.58).

Perimetrul de control de la care armătura de străpungere nu este necesară, u_{out} sau $u_{out,ef}$ (fig. 3.63b), se calculează cu relația:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c}d} \tag{3.153}$$

Dacă armătura pentru preluarea străpungerii este necesară din calcul, ea trebuie plasată între aria încărcată A_{load} și la cel mult $1{,}5d$ față de perimetrul u_{out} sau $u_{out,ef}$ (fig. 3.63).

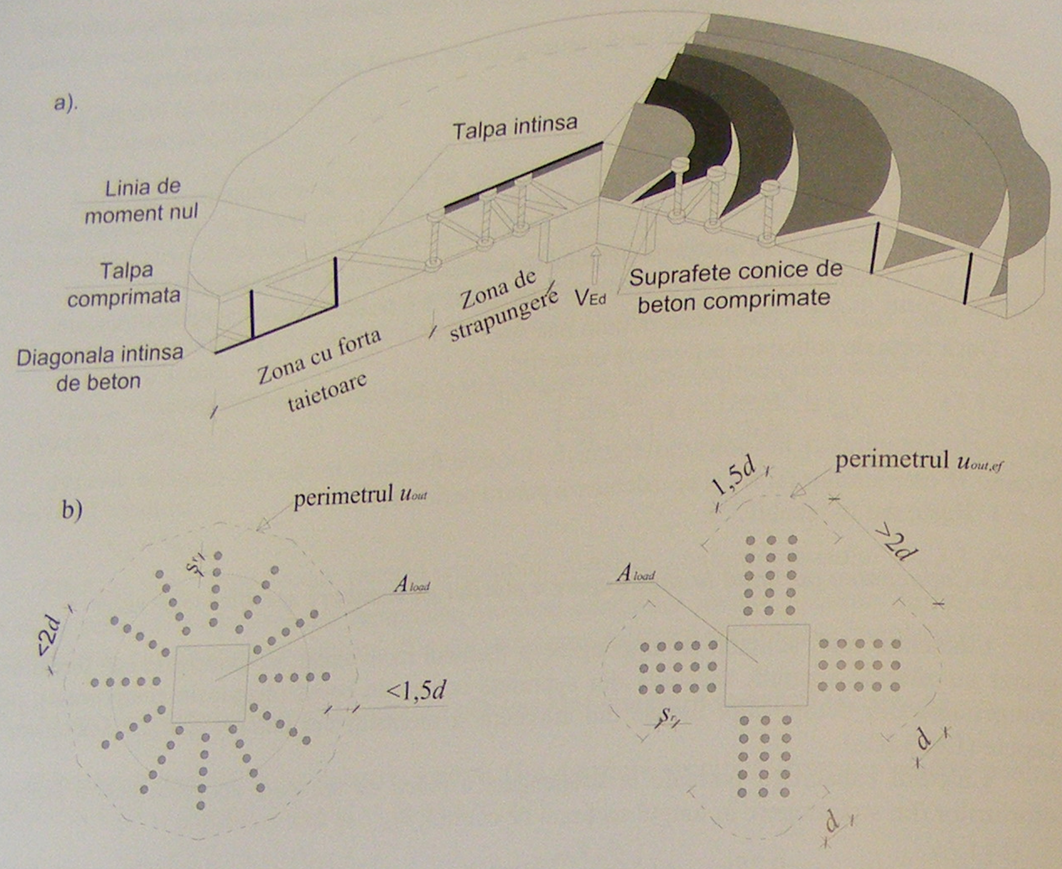


Figura 3.63 Străpungere: a) model spațial cu zăbrele în zona de străpungere, b) perimetrul de control pentru stâlpi interiori în funcție de modul de așezare al armăturilor transversale

3.5 Încărcări locale

În cazul încărcărilor locale uniform distribuite pe o suprafață A_{c0} (fig. 3.64), forța de compresiune limită se determină cu relația:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \le 3{,}0 f_{cd} A_{c0} \tag{3.154}$$

în care: f_{cd} este rezistența de calcul la compresiune a betonului;

A_{c0} – aria încărcată;

A_{c1} – aria maximă de difuzie utilizată pentru calcul.

Cele două arii A_{c0} și A_{c1} au aceeași formă, iar centrul de greutate se află pe linia de acțiune a încărcării. Valoarea F_{Rd} se reduce dacă încărcarea verticală nu este uniform distribuită pe suprafața A_{c0} sau dacă există și forțe orizontale mari.

Dacă secțiunea de beton este supusă la mai multe forțe de compresiune, ariile $A_{c1,i}$ nu trebuie să se suprapună.

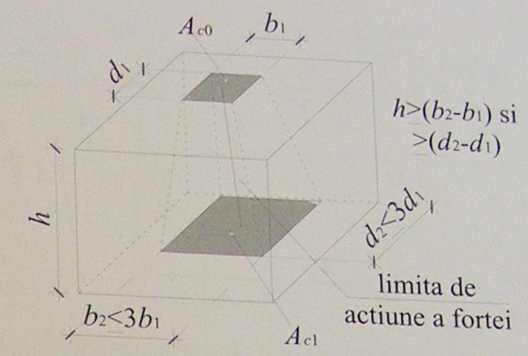


Figura 3.64 Încărcări locale

În cazul betoanelor cu agregate ușoare forța de compresiune limită se determină cu relația:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{lcd} \left[\frac{A_{c1}}{A_{c0}}\right] \frac{\rho}{4400} \le 3{,}0 f_{lcd} A_{c0} \left(\frac{\rho}{2200}\right) \tag{3.155}$$

în care: f_{lcd} este rezistența de calcul la compresiune a betonului cu agregate ușoare;

ρ – densitatea în stare uscată conform tabelului 2.6.

Pentru preluarea eforturilor de întindere transversală se prevăd armături.

3.6 Verificarea în starea limită de oboseală

Rezistența la oboseală a structurilor și elementelor structurale se verifică în cazuri speciale, atunci când ele sunt expuse la încărcări ciclice regulate, cum ar fi: grinzile de rulare și podurile cu trafic frecvent.

Verificarea se face separat pentru armătură și beton.

Combinațiile de acțiuni pentru calculul amplitudinii eforturilor unitare $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ sunt:

– combinația acțiunilor statice (combinația de bază), echivalentă cu combinația frecventă pentru stările limită de serviciu (SLS).

$$E_d = \sum_{j\ge1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,1} Q_{k,i} \tag{3.156}$$

în care: $G_{k,j}$ este efectul acțiunii permanente;

P – efectul precomprimării;

$Q_{k,1}$ și $Q_{k,i}$ – efectul acțiunilor neciclice, nepermanente.

– combinația acțiunilor ciclice relevante pentru oboseală (Q_{fat}), și combinația de bază defavorabilă:

$$E_d = \sum_{j\ge1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,1} Q_{k,i} + Q_{fat} \tag{3.157}$$

3.6.1 Eforturi pentru verificarea la oboseală

Calculul eforturilor unitare se bazează pe ipoteza secțiunilor fisurate, neglijând rezistența la întindere a betonului, dar satisfăcând compatibilitatea deformațiilor.

În baza schemei de calcul din figura 3.65 se calculează eforturile unitare în fibra extremă comprimată de beton (σ_c), creșterea eforturilor în armăturile pretensionate peste valoarea de decompresiune ($\Delta\sigma_{p1}$ și $\Delta\sigma_{p2}$), precum și eforturile în armăturile nepretensionate (σ_{s1} și σ_{s2}) cu ajutorul relațiilor:

$$\sigma_c = \frac{M + A_{p2}\bar{\sigma}_{p0}(h_0 - d_2)}{\left[B_1 + (\bar{b}_f - 1)B_p + B'\right] b d^2} \tag{3.158}$$

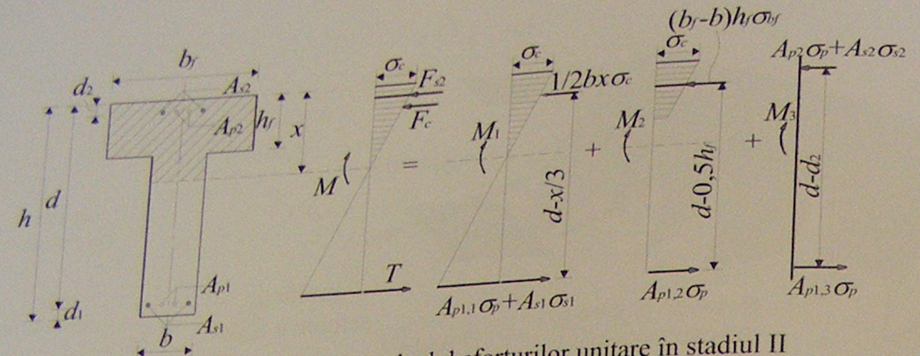


Figura 3.65 Ipoteze pentru calculul eforturilor unitare în stadiul II

$$\Delta\sigma_{p1} = n_p\sigma_c\frac{1-\xi}{\xi} \tag{3.159}$$

$$\Delta\sigma_{p2} = n_p\sigma_c\frac{\xi-\delta'}{\xi} \tag{3.160}$$

$$\sigma_{s1} = n_s\sigma_c\frac{1-\xi}{\xi} \tag{3.161}$$

$$\sigma_{s2} = n_s\sigma_c\frac{\xi-\delta'}{\xi} \tag{3.162}$$

Mai sus s-au utilizat notațiile:

$$B_1 = \frac{M_1}{bd^2\sigma_c} = \frac{\frac{1}{2}bx\sigma_c\left(d-\frac{x}{3}\right)}{bd^2\sigma_c} = \frac{1}{6}\xi(3-\xi) \tag{3.163}$$

$$B_p = \bar{h}_f\frac{\xi-0{,}5\bar{h}_f}{\xi}\left(1-0{,}5\bar{h}_f\right) \tag{3.164}$$

$$B_2 = \sum n\rho\frac{\xi-\delta'}{\xi}(1-\delta') \tag{3.165}$$

în care: $\delta'=\frac{d_2}{d}$; $\bar{b}_f=\frac{b_{eff}}{b}$; $\bar{h}_f=\frac{h_f}{d}$; $n_p=\frac{E_p}{E_{cm}}$; $n_s=\frac{E_s}{E_{cm}}$; $\xi=\frac{x}{d}$.

Înălțimea relativă a zonei comprimate se calculează cu relația:

$$\xi^2(3-\xi)K + 4(1-\xi)\sum n\delta_1 - 2\xi^2 = 0 \tag{3.166}$$

în care: $\Sigma n\rho_1 = n_s\rho_{s1} + n_p\rho_{p1}$, $\Sigma n\rho_2 = n_s\rho_{s2} + n_p\rho_{p2}$

$$\rho_{s2}=\frac{A_{s2}}{b\,d};\ \rho_{p1}=\frac{A_{p1}}{b\,d};\ \rho_{p2}=\frac{A_{p2}}{b\,d};$$

$$K = \frac{\Sigma A_p f_{pd}}{\Sigma A_s f_{yd} + \Sigma A_p f_{pd}}$$

K reprezintă gradul de precomprimare al secțiunii.

Valorile ξ, B_1, B_p, B se pot obține mai expeditiv cu ajutorul diagramelor din figurile 3.66, 3.67, 3.68 și 3.69.

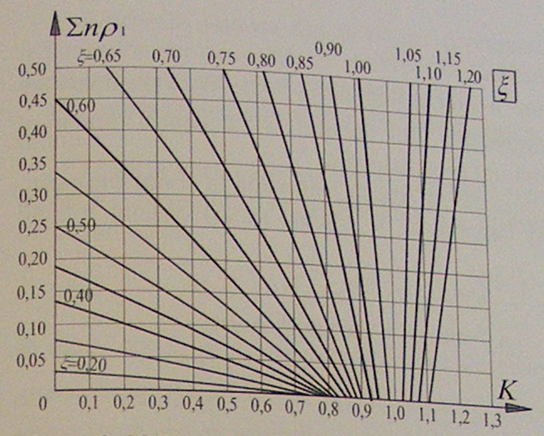


Figura 3.66 Diagramă pentru stabilirea înălțimii relative a zonei comprimate

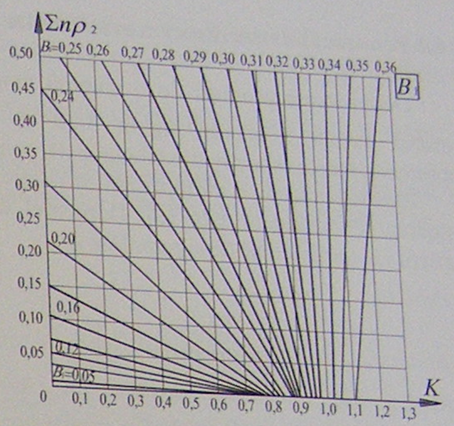


Figura 3.67 Diagramă ajutătoare pentru calculul coeficientului B_1

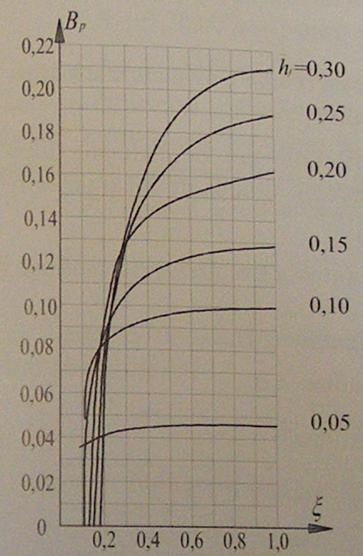


Figura 3.68 Diagramă ajutătoare pentru calculul coeficientului B_p

Figura 3.69 Diagramă ajutătoare pentru calculul coeficientului B_2

Efectul aderenței diferite a armăturii active și pasive se ia în considerare prin sporirea amplitudinii eforturilor unitare din armătura nepretensionată calculată în ipoteza aderenței perfecte prin intermediul coeficientului

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p\sqrt{\zeta\left(\Phi_s/\Phi_p\right)}} \tag{3.167}$$

unde: A_s, Φ_s sunt aria și diametrul maxim al armăturii pasive;

A_p, Φ_p – aria și diametrul echivalent al armăturii active;

ζ – raportul dintre aderența tendoanelor și a armăturilor pasive.

Relațiile de mai sus se pot particulariza pentru cazul elementelor din beton precomprimat integral considerând $A_{s1}=0$, $A_{s2}=0$ și $K=1$, respectiv pentru elementele din beton armat considerând $A_{p1}=A_{p1,1}+A_{p1,2}+A_{p1,3}=0$, $A_{p2}=0$ și $K=0$.

3.6.2 Procedeul de verificare a armăturilor

Deteriorarea produsă de o singură amplitudine a eforturilor $\Delta\sigma_p$ poate fi determinată cu ajutorul curbei S–N din figura 3.70 şi a parametrilor din tabelul 3.10 pentru armătura nepretensionată, respectiv din tabelul 3.11 pentru armătura pretensionată.

Încărcarea trebuie multiplicată cu coeficientul $\gamma_{F,fat}$ dat în Anexa Națională la codul european. Valoarea recomandată este 1,0. Domeniul de efort capabil la N^* cicluri ($\Delta\sigma_{Rsk}$) obținut trebuie împărțit cu coeficientul de siguranță $\gamma_{s,fat}$

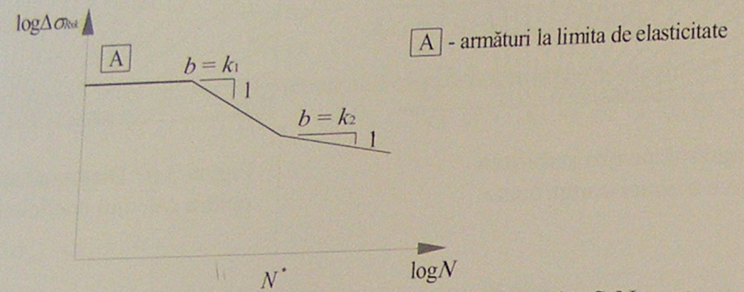


Figura 3.70 Forma curbei caracteristice de rezistență la oboseală (curba S-N pentru armături pasive şi pentru armături pretensionate)

Pentru cicluri multiple cu amplitudine variabilă deteriorările pot fi însumate după regula Palmgren-Miner. Ca urmare, factorul de degradare D_E al armăturii produs de încărcările relevante de oboseală trebuie să satisfacă condiția:

$$D_{Ed} = \sum \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \qquad (3.168)$$

în care: $n(\Delta\sigma_i)$ este numărul de cicluri aplicate pentru o amplitudine $\Delta\sigma_i$;

$N(\Delta\sigma_i)$ – numărul rezistent de cicluri pentru o amplitudine $\Delta\sigma_i$.

Tabelul 3.10 Parametrii curbelor S-N pentru armături nepretensionate

Tip de armături	N^*	Exponentul efortului unitar		$\Delta\sigma_{Rsk}$(MPa) pentru N^* cicluri
		k_1	k_2	
Bare drepte şi bare îndoite [1]	10^6	5	9	162,5
Bare sudate şi plase sudate	10^7	3	5	58,5
Dispozitive de cuplare	10^7	3	5	35
NOTA 1: Valorile $\Delta\sigma_{Rsk}$ se referă la bare drepte. Pentru barele îndoite se aplică un coeficient de reducere $\xi = 0{,}35 + 0{,}026 d_{br}/\phi$ în care d_{br} este diametrul dornului; ϕ diametrul barei.				

Tabelul 3.11 Parametrii curbelor S-N pentru armături pretensionate

Tip de armături	N^*	Exponentul efortului unitar		$\Delta\sigma_{Rsk}$(MPa) pentru N^* cicluri
		k_1	k_2	
Precomprimare prin preîntindere	10^6	5	9	185
Precomprimare prin postîntindere				
- monotoroane în canal din material plastic	10^6	5	9	185
- armături pretensionate drepte sau curbe în canal din material plastic	10^6	5	10	150
- armături pretensionate curbe în canal de oțel	10^6	5	7	120
- dispozitive de cuplare	10^6	5	5	80

Eforturile unitare din armături (pretensionate sau nepretensionate) calculate sub acțiunea încărcărilor de oboseală nu trebuie să depășească rezistența de calcul la curgere a oțelurilor, verificată prin încercări la întindere.

Amplitudinea eforturilor din barele sudate nu o va depăși niciodată pe cea a barelor drepte şi îndoite.

În locul verificării explicite prezentată mai sus, verificarea la oboseală în cazurile standard, cu încărcări cunoscute, se poate face cu ajutorul amplitudinii echivalente de degradare ($\Delta\sigma_{s,equ}$), conform relației:

$$\gamma_{F,pct} \cdot \Delta\sigma_{s,equ}(N^*) \le \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \qquad (3.169)$$

în care: $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ este amplitudinea de efort pentru N^* cicluri de încărcare şi se calculează cu ajutorul figurii 3.70 şi a tabelelor 3.10, respectiv 3.11. În cazul clădirilor $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ poate fi aproximată prin amplitudinea maximă ($\Delta\sigma_{s,\max}$) sub combinația relevantă de încărcări.

Se poate admite de asemenea că rezistența la oboseală a armăturilor întinse este satisfăcătoare sub combinația frecventă de încărcări dacă:

$\Delta\sigma_s \le 70MPa$ – pentru armături nesudate; (3.170)

$\Delta\sigma_s \le 35MPa$ – pentru armături sudate. (3.171)

Când se utilizează îmbinări sudate sau dispozitive de înnădire în betonul precomprimat, nu sunt admise eforturi de întindere în beton până la o distanță de 200 mm față de armături (pretensionate sau nepretensionate), sub combinația frecventă de încărcări cu un coeficient de reducere $k_3 = 0{,}9$ aplicat la valoarea medie a forței de precomprimare P_m.

3.6.3 Procedeul de verificare a betonului

Rezistența la oboseală a betonului solicitat la *compresiune* este satisfăcătoare dacă sunt îndeplinite condițiile:

$$\frac{\sigma_{c,\max}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}5 + 0{,}45\frac{\sigma_{c,\min}}{f_{cd,fat}}$$

$$\le 0{,}9 \text{ pentru } f_{ck} \le 50MPa \qquad (3.172)$$

$$\le 0{,}8 \text{ pentru } f_{ck} > 50MPa$$

unde: $\sigma_{c,\max}$ şi $\sigma_{c,\min}$ este efortul maxim respectiv minim de compresiune într-o fibră sub combinația frecventă de încărcări. Dacă efortul $\sigma_{c,\min}$ este de întindere, se ia egal cu zero

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd}\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \qquad (3.173)$$

$k_1 = 0{,}85$ pentru N=10^6 cicluri;

$\beta_{cc}(t_0)$ – coeficientul care definește rezistența betonului la prima aplicare a încărcării;

t_0 – timpul începerii încărcării ciclice asupra betonului în zile.

Condițiile (3.172) se aplică de asemenea la bielele de compresiune ale elementelor supuse la forțe tăietoare. În acest caz rezistența $f_{cd,fat}$, se afectează cu coeficientul de reducere v.

Rezistența la oboseală a betonului solicitat la forțe tăietoare, atunci când nu este necesară armătură de forfecare din calculul în starea limită ultimă, este satisfăcătoare atunci când se verifică condițiile:

– pentru $\frac{V_{Ed,\min}}{V_{Ed,\max}} \ge 0$:

$$\frac{|V_{Ed,\max}|}{|V_{Rd,c}|} \le 0{,}5 + 0{,}45\frac{|V_{Ed,\min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad \le 0{,}9 \text{ până la C50/60}$$

$$\le 0{,}8 \text{ peste C55/67.} \qquad (3.174)$$

– pentru $\frac{V_{Ed,\min}}{V_{Ed,\max}} < 0$:

$$\frac{|V_{Ed,\max}|}{|V_{Rd,c}|} \le 0{,}5 - \frac{|V_{Ed,\min}|}{|V_{Rd,c}|} \qquad (3.175)$$

în care: $V_{Ed,\max}$ şi $V_{Ed,\min}$ sunt valorile de calcul maxime respectiv minime ale forţelor tăietoare aplicate sub combinaţia frecventă de încărcări;

$V_{Rd,c}$ – rezistenţa de calcul la forfecare a elementelor fără armare transversală.

Atunci când este necesară armătură transversală, înclinarea bielelor de compresiune θ_{fat} în modelul grinzii cu zăbrele se consideră

$$tg\theta_{fat} = \sqrt{tg\theta} \le 1{,}0 \qquad (3.176)$$

unde θ este unghiul diagonalei comprimate faţă de axa elementului în starea limită ultimă.

4. VERIFICAREA ÎN STĂRILE LIMITĂ DE EXPLOATARE

4.1 Limitarea eforturilor

Eforturile de compresiune în *beton* se vor limita pentru a evita fisurile longitudinale, microfisurile sau deformaţiile mari de curgere lentă, unde acestea pot avea efecte inacceptabile asupra funcţionării structurii după cum urmează:

– sub efectul combinaţiei caracteristice a încărcărilor, pentru părţile expuse la medii corespunzând datelor de expunere XD, XF şi XS (tabelul I.1):

$$\sigma_c \le 0{,}6 f_{ck} \qquad (4.1)$$

– sub efectul combinaţiei cvasipermanente a încărcărilor, pentru a se putea admite curgeri lente liniare:

$$\sigma_c \le 0{,}45 f_{ck} \qquad (4.2)$$

peste această valoare trebuie considerat curgerea lentă neliniară (pct. 2.1.3).

Eforturile din *armătură* sub combinaţia caracteristică a încărcărilor se vor limita în vederea evitării deformaţiilor inelastice precum şi a fisurării şi deformării excesive, astfel:

– pentru elemente din beton armat:

$$\sigma_s \le 0{,}8 f_{yk} \qquad (4.3)$$

– pentru elemente din beton precomprimat:

$$\sigma_s \le 0{,}75 f_{pk} \qquad (4.4)$$

Atunci când efortul este provocat de o deformaţie impusă:

$$\sigma_s \le f_{yk} \qquad (4.5)$$

$$\sigma_{s2} = \sigma_{s1}\frac{\xi - d_2/d}{1-\xi} \qquad (4.6)$$

Poziţia relativă a axei neutre ξ se obţine în funcţie de forma secţiunii după cum s-a arătat la punctul 3.6.1.

În calculul eforturilor şi a săgeţilor, secţiunile transversale se vor considera nefisurate cu condiţia ca eforturile de întindere din încovoiere să nu depăşească valoarea $f_{ct,eff}$. Această valoare poate fi luată egală cu f_{ctm} sau $f_{ctm,fl}$ atâta vreme cât calculul armăturii întinse minime este bazat pe aceeaşi valoare. La calculul deschiderii fisurilor şi al rigidităţii la întindere (al efectului de rigidizare din zona întinsă) se va utiliza valoarea f_{ctm}.

4.2 Fisurarea

Fisurarea va fi limitată la o extindere care să nu împiedice funcţionarea corespunzătoare sau durabilitatea structurii sau să nu producă un aspect inacceptabil.

În structurile din beton armat solicitate la încovoiere, forfecare, torsiune sau întindere provenind din acţiunea încărcărilor sau a deformaţiilor împiedicate sau impuse, fisurarea este un fenomen normal.

Formarea fisurilor este permisă fără nici un control al deschiderii lor, cu condiţia ca ele să nu stânjenească funcţionarea normală a structurii.

Deschiderea fisurilor se calculează cu relaţiile de la punctul 4.2.2. O alternativă simplificată constă în limitarea diametrului barelor sau a distanţei dintre ele conform prevederilor de la punctul 4.2.1.

Dacă este necesar controlul fisurilor, *o cantitate minimă de armătură aderentă* trebuie prevăzută în zonele întinse. Aria ei poate fi estimată din echilibrul între forța de întindere în beton imediat înaintea fisurării și forța de întindere în armătură la curgerea ei ori la un efort mai mic, dacă este necesar să se limiteze deschiderea fisurilor.

Deschiderea calculată a fisurilor se limitează la valorile w_{max} recomandate în tabelul 4.1.

Tabelul 4.1 Valorile w_{max} recomandate

Clasele de expunere	Elemente din beton armat și precomprimat cu armături neaderente	Elemente din beton precomprimat cu armături aderente
	Combinații de încărcări cvasipermanente	Combinații frecvente de încărcări
X0, XC1	0,4*	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2**
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		decompresiune

Notă: *) Această limitare garantează aspectul acceptabil. În lipsa condițiilor de aspect această limitare poate fi diminuată.

**) Suplimentar, decompresiunea trebuie să fie verificată sub combinații cvasipermanente de încărcări.

Aria de armătură minimă necesară se determină cu relația:

$$A_{s,\min}\,\sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \qquad (4.7)$$

în care: $A_{s,\min}$ este aria minimă de armătură din zona întinsă;

σ_s – valoarea absolută a efortului maxim admis în armătură imediat după formarea fisurii (f_{yk} sau o valoare mai redusă);

k_c – coeficient care ia în considerare natura distribuției eforturilor din secțiune imediat înainte de fisurare și schimbarea brațului de pârghie.

– Pentru întindere pură k_c=1,0;

– Pentru încovoiere sau încovoiere cu forțe axiale:

$$k_c = 0{,}4\left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 (h/h^*) f_{ct,eff}}\right] \le 1 \qquad (4.8)$$

în cazul secțiunilor dreptunghiulare sau a inimilor secțiunilor casetate și în *T*, respectiv:

$$k_c = 0{,}9\frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \ge 0{,}5 \qquad (4.9)$$

pentru plăcile secțiunilor casetate și în *T*.

Mai sus s-au notat:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} \qquad (4.10)$$

efortul mediu în beton acționând asupra părții considerate din secțiune,

N_{Ed} este forța axială în starea limită de exploatare acționând asupra părții din secțiune considerate (forța de compresiune fiind pozitivă). N_{Ed} se determină considerând valorile caracteristice ale forței de precomprimare și a forței axiale sub combinația relevantă de încărcări.

$h^* = h$ pentru $h < 1{,}0$ m

$= 1{,}0$ m pentru $h \ge 1{,}0$ m;

k_1 – coeficient care ia în considerare efectele forțelor axiale asupra distribuției eforturilor:

$k_1 = 1{,}5$ dacă N_{Ed} este o forță de compresiune,

$k_1 = 2h^*/3h$ dacă N_{Ed} este o forță de întindere.

k – un coeficient care ia în considerare efectul eforturilor neuniforme de autoechilibrare, care duc la reducerea eforturilor datorate deformațiilor împiedecate,

$k = 1{,}0$ pentru inimi cu $h \le 300$ mm sau tălpi cu lățimea mai mică de 300 mm,

$= 0{,}65$ pentru inimi cu $h \ge 800$ mm sau tălpi cu lățimea mai mare de 800 mm.

Pentru valori intermediare se interpolează liniar.

$f_{ct,eff}$ – valoarea medie a rezistenței la întindere a betonului efectivă la timpul când fisurile pot fi așteptate să apară.

A_{ct} – aria betonului din zona întinsă, chiar înainte de formarea primei fisuri.

Tendoanele aderente din zona întinsă pot contribui la controlul fisurării în interiorul unei distanțe ≤ 150 mm de la centrul tendonului. Acest efect poate fi luat în considerare prin adăugarea termenului $\xi_1 A_p \Delta\sigma_p$ la partea stângă a expresiei (4.7), în care: A_p este aria tendonului *pre* sau *post* întins din $A_{c,eff}$.

ξ_1 – factor de corecție a rezistenței la aderență luând în considerare diametrele diferite ale armăturilor pretensionate și nepretensionate.

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \qquad (4.11)$$

ξ – raportul rezistenței la aderență a armăturilor pretensionate și nepretensionate, dat în tabelul 4.2.

ϕ_s – cel mai mare diametru al armăturilor nepretensionate;

ϕ_p – diametrul echivalent al tendoanelor pretensionate

$\phi_p = 1{,}6\sqrt{A_p}$ – pentru legături de 3 bare;

$\phi_p = 1{,}75 \cdot \phi_{sârmă}$ – pentru un toron din 7 sârme;

$\phi_p = 1{,}20 \cdot \phi_{sârmă}$ – pentru un toron din 3 sârme.

Tabelul 4.2 Raportul între rezistența la aderență (ξ) a tendoanelor și armăturilor nepretensionate

Armătură pretensionată	ξ		
	preîntinsă	aderentă, postîntinsă	
		≤ C50/60	≥ C55/67
Bare netede și sârme	nu se aplică	0,3	0,15
Toroane	0,6	0,5	0,25
Sârme amprentate	0,7	0,6	0,3
Bare profilate	0,8	0,7	0,35

Dacă se folosește numai armătură pretensionată pentru controlul fisurării $\xi_1 = \sqrt{\xi}$.

$\Delta\sigma_p$ – variația efortului în tendoanele pretensionate de la starea de deformație zero a betonului de la același nivel.

În elementele din beton precomprimat nu este necesară o armare minimă în secțiunile în care betonul rămâne comprimat sub combinația caracteristică de încărcări și a valorii caracteristice a forței de precomprimare.

4.2.1 Controlul fisurării fără calcul direct

Pentru plăcile din beton armat sau precomprimat în construcțiile supuse la încovoiere fără eforturi de întindere semnificative, nu sunt necesare măsuri specifice de control al fisurării dacă grosimea lor nu depășește 200 mm și sunt luate măsurile corespunzătoare de alcătuire constructivă.

Acolo unde se prevede o armătură minimă conform punctului 4.2 deschiderea fisurilor nu va fi excesivă dacă:

– pentru fisuri cauzate dominant de deformații împiedecate, diametrul barelor nu depășește valorile din tabelul 4.3. Efortul din armătură are valoarea din relația 4.7.

– pentru fisuri cauzate în principal de încărcări sunt satisfăcute prevederile din tabelul 4.3 fie cele din tabelul 4.4.

Efortul din armătură, sub combinația relevantă de încărcări, va fi calculat considerând secțiunea fisurată.

Pentru betonul precomprimat, unde controlul fisurării este în principal asigurat prin tendoane aderente, tabelele 4.3 și 4.4 vor fi utilizate cu un efort egal cu efortul total minus pretensionarea. Pentru betonul postcomprimat, unde controlul fisurării se asigură în principal prin armătura obișnuită, efortul din această armătură se va calcula incluzând efectul pretensionării.

Diametrul maxim al barelor din tabelul 4.3 trebuie corectat după cum urmează:

– pentru încovoiere (cel puțin o parte a secțiunii comprimată)

$$\phi_s = \phi_s^* \left(f_{ct,eff}/2{,}9\right) \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2(h-d)} \tag{4.12}$$

– pentru întindere (toată secțiunea întinsă)

$$\phi_s = \phi_s^* \left(f_{ct,eff}/2{,}9\right) \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \tag{4.13}$$

unde: ϕ_s este diametrul maxim corectat;

ϕ_s^* – diametrul maxim al barelor din tabelul 4.3;

h – înălțimea totală a secțiunii;

h_{cr} – înălțimea zonei întinse imediat înainte de fisurare, considerând valorile caracteristice ale pretensionării și ale forțelor axiale sub combinația cvasipermanentă de acțiuni;

d – înălțimea utilă (până la centrul de greutate al rândului extrem de armătură).

Tabelul 4.3 Diametrul maxim al barelor (ϕ_s^*) pentru controlul fisurării

Efortul din armătură	Diametrul maxim al barelor [mm]		
[MPa]	w_k=0,4 mm	w_k=0,3 mm	w_k=0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabelul 4.4 Distanța maximă dintre bare pentru controlul fisurării

Efortul din armătură	Distanța maximă dintre bare [mm]		
[MPa]	w_k=0,4 mm	w_k=0,3 mm	w_k=0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

În grinzile cu înălțimea ≥ 1000 mm, unde armătura principală este concentrată numai într-o parte redusă din înălțime, este necesar să se prevadă o armătură suplimentară de suprafață pentru controlul fisurării pe fețele laterale ale grinzii. Această armătură se va distribui în mod uniform între nivelul armăturii întinse și axa neutră și va fi dispusă în interiorul etrierilor. Aria acestei armături nu va fi mai mică decât cea obținută din relația (4.7), luând $k = 0{,}5$ și $\sigma_s = f_{yk}$. Distanța și diametrul corespunzător al barelor pot fi obținute din tabelele 4.3 și 4.4, considerând solicitarea de întindere pură și efortul din armătură egal cu jumătate din valoarea impusă pentru armătura principală întinsă.

O atenție deosebită trebuie acordată secțiunilor în care au loc schimbări bruște de eforturi și anume: variații de secțiune, zonele de lângă forțele concentrate, secțiunile în care se întrerup barele și zonele cu eforturi mari de aderență, în particular la capetele suprapunerilor. Măsurile necesare constau în diminuarea variațiilor de eforturi oricând este posibil și în respectarea prevederilor de alcătuire constructivă.

Fisurarea datorită eforturilor tangențiale poate fi controlată în mod adecvat tot prin respectarea regulilor de alcătuire constructivă.

4.2.2 Calculul deschiderii fisurilor

Deschiderea caracteristică a fisurilor (w_k) poate fi obținută din relația:

$$w_k = s_{r,\max}\left(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}\right) \tag{4.14}$$

în care: $s_{r,\max}$ este distanța maximă dintre fisuri;

ε_{sm} – deformația medie a armăturii sub combinația relevantă de încărcări, incluzând efectul deformațiilor impuse și luând în considerare efectele rigidizării din zona întinsă;

ε_{cm} – deformația medie a betonului între fisuri;

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \dfrac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}\left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \geq 0{,}6\frac{\sigma_s}{E_s} \tag{4.15}$$

în care: σ_s este efortul în armătura întinsă considerând secțiunea fisurată. Pentru elementele din beton precomprimat σ_s se înlocuiește cu σ_s-σ_p unde σ_s este efortul total și σ_p este efortul din pretensionare;

k_t – factor dependent de durata de încărcare;

$k_t = 0{,}6$ pentru încărcări de scurtă durată;

$k_t = 0{,}4$ pentru încărcări de lungă durată.

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{c,eff}} \tag{4.16}$$

unde: $A_{c,eff}$ este aria efectivă întinsă (aria betonului din jurul armăturii întinse pe înălțimea $h_{c,eff}$) (vezi fig. 4.1);

$h_{c,eff}$ – cea mai mică dintre valorile $2{,}5(h-d)$, $(h-x)/3$ sau $h/2$;

$\alpha_e = E_s / E_{cm}$

În situațiile în care armătura aderentă este dispusă la distanțe ≤ $5(c+\phi/2)$ (vezi fig. 4.2).

$$s_{r,\max} = 3{,}4c + 0{,}425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi / \rho_{p,eff} \tag{4.17}$$

unde: c – este stratul de acoperire cu beton a armăturii;

k_1 – coeficient care ia în considerare proprietățile de aderență ale armăturii: $k_1 = 0{,}8$ pentru bare cu aderență superioară, $k_1 = 1{,}6$ pentru tendoane pretensionate.

k_2 – coeficient care ia în considerare distribuția deformațiilor:

$k_2 = 0{,}5$ pentru încovoiere,

$k_2 = 1{,}0$ pentru întindere pură,

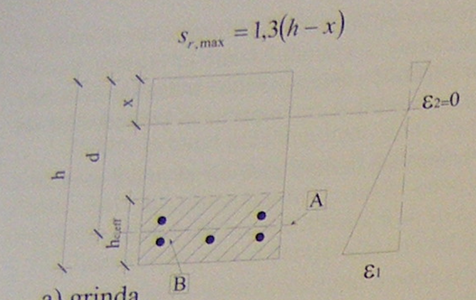
$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2\ \varepsilon_1$ pentru întindere excentrică.

ϕ – diametrul barelor. Atunci când sunt bare cu diametre diferite într-o secțiune (n_1 bare cu diametrul ϕ și n_2 bare cu diametrul ϕ) se va utiliza un diametru echivalent

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2}.$$

Acolo, unde distanța dintre bare depășește valoarea $5(c+\phi/2)$ (vezi fig. 4.2) sau unde nu există armături aderente în zona întinsă:

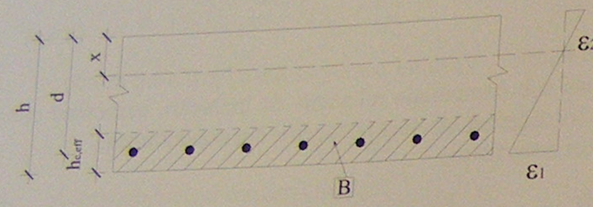
(4.18)



A nivelul centrului de greutate al armaturii

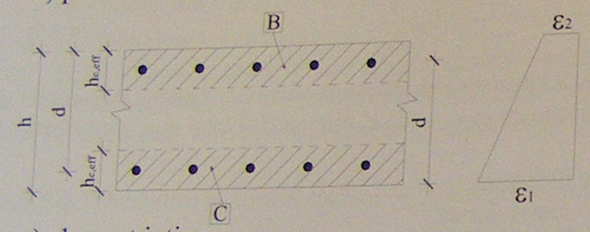
B aria efectiva intinsa, $A_{c,eff}$

a) grinda



B aria efectiva intinsa, $A_{c,eff}$

b) placa

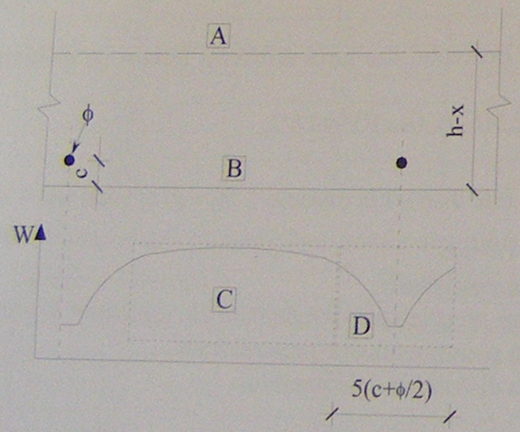


B aria efectiva intinsa pentru fata superioara, $A_{ct,eff}$

C aria efectiva intinsa pentru fata inferioara, $A_{cb,eff}$

c) element intins

Figura 4.1 Aria efectivă întinsă (cazuri tipice)



A axa neutra

B suprafata de beton intinsa

C distanta dintre fisuri calculata cu expresia (4.18)

D distanta dintre fisuri calculata cu expresia (4.17)

Figura 4.2 Deschiderea fisurilor (w) la suprafața betonului în funcție de distanța dintre bare

Pentru elementele armate după două direcții ortogonale, dacă unghiul dintre axele principale ale eforturilor și direcția armăturii depășește 15°

$$s_{r,max} = \frac{1}{\dfrac{\cos\theta}{s_{r,max,y}} + \dfrac{\sin\theta}{s_{r,max,z}}} \qquad (4.19)$$

unde: θ este unghiul între armătura după direcția y și direcția efortului principal de întindere;
$s_{r,max,y}$, $s_{r,max,z}$ – distanța dintre fisuri calculată în direcția y respectiv z cu relația (4.17).

4.3 Deformații

Deformațiile elementelor sau ale structurilor nu vor afecta în mod defavorabil funcționarea corespunzătoare sau aspectul. De aceea este necesar să se stabilească valorile limită corespunzătoare ale săgeților, ținând cont de natura structurii, de finisaje, de pereții despărțitori, de legături și de funcționarea structurii.

Aspectul și funcționalitatea generală a structurii pot fi deteriorate dacă săgeata calculată a grinzii, plăcii sau consolei, supusă la încărcări cvasipermanente depășește valoarea $l/250$, unde l reprezintă deschiderea. Săgeata se stabilește față de linia reazemelor. Se pot realiza contrasăgeți pentru a compensa parțial sau total săgețile dar orice contrasăgeată introdusă în structură nu va depăși în general valoarea $l/250$.

Săgețile care pot deteriora elementele adiacente ale structurii trebuie să fie limitate la l/250 pentru încărcări cvasipermanente. Alte limitări pot fi luate în considerare în funcție de sensibilitatea părților adiacente.

Verificarea stării limită de deformație poate fi efectuată:
- prin limitarea raportului deschidere/înălțime utilă (l/d), caz în care calculul explicit poate fi omis;
- prin compararea săgeții calculate cu o valoare limită.

4.3.1 Verificarea fără calculul explicit

În situații normale este suficient să se limiteze raportul deschidere/înălțime utilă la valorile din tabelul 4.5.

Tabelul 4.5 Valorile de bază ale raportului deschidere/înălțime utilă pentru elementele din beton armat încovoiate

Sistemul structural	Beton puternic solicitat $\rho = 1{,}5\%$	Beton slab solicitat $\rho = 0{,}5\%$
Grindă simplu rezemată, Placă simplu rezemată pe una sau două direcții.	14	20
Deschiderea marginală a grinzilor continue, Placă continuă rezemată pe o direcție sau Placă rezemată pe două direcții, continuă pe direcția lungă.	18	26
Deschiderea interioară a grinzilor sau a plăcilor rezemate pe una sau două direcții.	20	30
Placă rezemată pe stâlp, fără grinzi (în raport cu deschiderea lungă)	17	24
Consolă	6	8

Valorile din tabel trebuie multiplicate cu coeficienți de corecție pentru a ține seama de tipul oțelului folosit și de alte variabile și anume:
- pentru oțeluri având f_{yk} diferit de 500 MPa, factorul de corecție are valoarea:

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{\dfrac{f_{yk} A_{s,req}}{A_{s,prov}}} \qquad (4.20)$$

unde: σ_s este efortul în armătura întinsă la mijlocul deschiderii (respectiv pe reazem pentru console) sub sarcinile de serviciu cu valoare de calcul la SLE;
$A_{s,req}$ – aria necesară de armătură din secțiune în starea limită ultimă;
$A_{s,prov}$ – aria de armătură prevăzută în secțiune.

– pentru secțiuni în T la care raportul dintre lățimea plăcii și lățimea nervurii depășește valoarea 3, factorul de corecție este 0,8.
– pentru grinzi sau plăci (altele decât planșeele dală) cu deschideri peste 7 m, care suportă pereți despărțitori susceptibili la deteriorarea datorită săgeților excesive, factorul de corecție este $7/l_{eff}$ (l_{eff} în metri);
– pentru planșee dală cu deschiderea cea mai mare peste 8,5 m, care suportă aceeași pereți de compartimentare, factorul de corecție este $8,5/l_{eff}$.

4.3.2 Verificarea săgeților prin calcul

Elementele care nu sunt încărcate peste limita care poate produce depășirea rezistenței la întindere a betonului, oriunde în element, vor fi considerate nefisurate.

Elementele ce sunt de așteptat să fisureze se vor comporta într-o manieră intermediară între stadiile nefisurat și complet fisurat. Pentru elementele solicitate predominant la încovoiere, această comportare poate fi exprimată prin relația:

$$\alpha = \zeta\alpha_{II} + (1-\zeta)\alpha_I \tag{4.21}$$

în care: α este parametrul de deformare considerat (care poate fi o deformație, o curbură, o rotire sau o săgeată);

α_I, α_{II} – valorile parametrului calculat pentru situația nefisurată respectiv complet fisurată;

$$\zeta = 1 - \beta\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \tag{4.22}$$

ζ – coeficient de distribuție (care ține seama de rigiditatea la întindere). Pentru secțiuni nefisurate $\zeta = 0$;

β – coeficient care ține seama de influența duratei de încărcare sau a repetării încărcărilor asupra deformației medii,

$\beta = 1,0$ pentru o singură încărcare de scurtă durată;

$\beta = 0,5$ pentru o încărcare de durată sau mai multe cicluri de încărcări repetate;

σ_{sr} – efortul în armătură întinsă, calculat considerând secțiunea fisurată în condițiile de încărcare care produc apariția primei fisuri;

σ_s – efortul în armătura întinsă calculat considerând secțiunea fisurată.

Raportul σ_{sr}/σ_s poate fi înlocuit cu M_{cr}/M sau N_{cr}/N unde M_{cr} și N_{cr} sunt valorile momentului încovoietor respectiv a forței de întindere la fisurare.

Deformațiile produse de încărcări pot fi stabilite utilizând rezistența la întindere și modulul de elasticitate efectiv al betonului. Pentru rezistența la întindere se utilizează de regulă valoarea f_{ctm}. În cazul deformațiilor din contracție și variații de temperatură este indicat să se folosească valoarea $f_{ctm,fl}$.

Săgeata maximă a unui element încovoiat se calculează cu relația:

$$a = S \cdot l^2 \frac{1}{r} \tag{4.23}$$

unde: $1/r$ este curbura grinzii la mijlocul deschiderii, sau curbura pe reazem a consolei și corespunde stadiului nefisurat sau fisurat al secțiunii transversale pentru care se calculează săgeata;

S – coeficient cu valorile din figura 4.3

l – deschiderea elementului.

Curbura de scurtă durată a unei secțiuni dreptunghiulare din beton armat se calculează astfel:

- în stadiul nefisurat:

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{cr}}{E_{cm}I} = \frac{b\,h^2\,f_{ctm}}{6E_{cm}I} = \frac{f_c}{E_{cm}x} \tag{4.24}$$

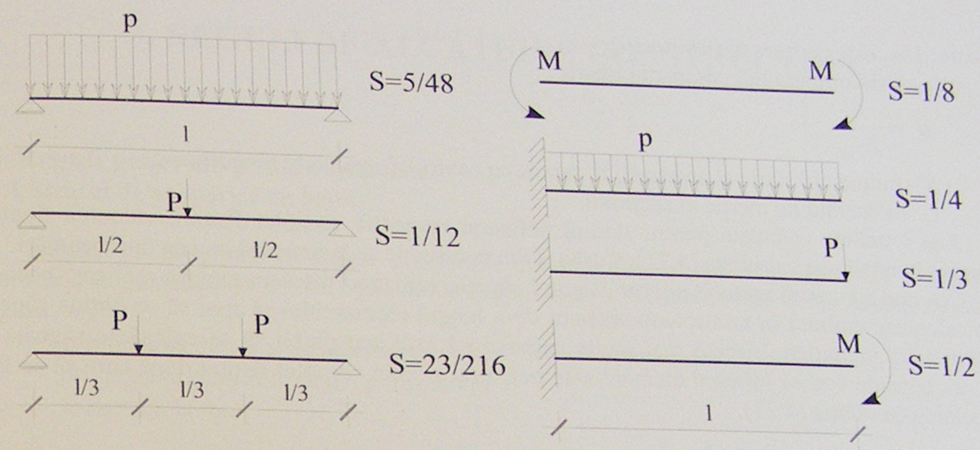


Figura. 4.3 Valorile coeficientului S pentru calculul săgeții

– în stadiul fisurat:

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{\varepsilon_s}{d-x} = \frac{\sigma_s}{E_s(d-x)} \tag{4.25}$$

în care: M_{cr} este momentul de fisurare;

I – momentul de inerție al secțiunii;

E_{cm} – modulul de elasticitate secant al betonului la vârsta de 28 zile;

x – înălțimea zonei comprimate în stadiul fisurat;

ε_s – deformația armăturii;

σ_s – efortul unitar din armătură în stadiul fisurat;

d – înălțimea utilă a secțiunii;

E_s – modul de elasticitate al armăturii.

Înălțimea zonei comprimate a secțiunilor dreptunghiulare simplu armate se calculează cu relația:

$$x/d = \alpha_e\rho\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e\rho}}\right) \tag{4.26}$$

unde: $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$; $\quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$

Pentru alte forme de secțiuni relațiile de calcul sunt date în [66].

Valoarea finală a curburii se stabilește cu relația (4.21).

Curbura de lungă durată se calculează cu luarea în considerare a efectelor curgerii lente și a contracției betonului.

La încărcări de durată, deformațiile totale (care includ curgerea lentă) se pot calcula cu ajutorul modulului de elasticitate efectiv al betonului

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \tag{4.27}$$

unde $\varphi(\infty, t_0)$ este coeficientul (sau caracteristica) curgerii lente, relevant pentru încărcare și intervalul de timp considerate.

Curbura din contracție poate fi evaluată cu expresia:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs}\alpha_e\frac{S}{I} \tag{4.28}$$

în care: $1/r_{cs}$ este curbura din contracție;

ε_{cs} – deformația din contracția liberă;

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$$

S – momentul static al armăturii în raport cu centrul de greutate al secțiunii;

I – momentul de inerție al secțiunii.

S și I trebuie calculate pentru stadiul nefisurat respectiv complet fisurat, valoarea finală a curburii obținându-se cu relația (4.21). Curbura din contracție se însumează cu cea din încărcări.

Cea mai riguroasă metodă pentru calculul săgeții, utilizând maniera expusă mai sus, necesită să se calculeze curbura în numeroase secțiuni de-a lungul elementului și apoi să se obțină săgeata prin integrare numerică. În cele mai multe cazuri însă este acceptabil să se calculeze săgeata de două ori, considerând că întregul element este nefisurat și apoi complet fisurat după care să se facă interpolarea cu relația (4.21).

5. REGULI DE ALCĂTUIRE CONSTRUCTIVĂ

5.1 Reguli generale pentru armare

5.1.1 Stratul de acoperire cu beton

Stratul de acoperire cu beton reprezintă distanța dintre suprafața exterioară a armăturii (incluzând conexiunile și etrierii) și suprafața apropiată a betonului (fig. 5.1). Acesta trebuie să asigure:

- conlucrarea dintre armătura de rezistență si beton în toate stadiile de lucru,
- protecția armăturii împotriva coroziunii,
- rezistența la foc.

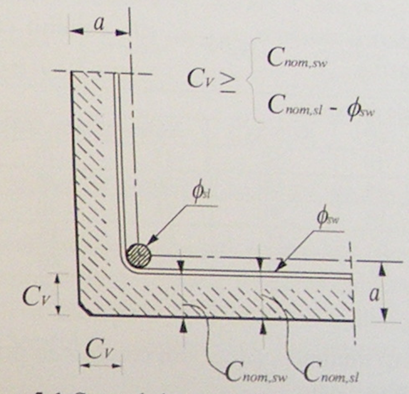


Figura 5.1 Stratul de acoperire cu beton

Acoperirea cu beton nominală (c_{nom}) este definită ca acoperirea minimă (c_{min}) plus toleranța admisă (Δc_{tol}) :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{tol} , \tag{5.1}$$

și va fi specificată pe desenul de execuție.

Acoperirea de beton mai trebuie să respecte și condiția :

$$c_{nom} \geq a, \tag{5.2}$$

unde a este distanța minimă impusă de la axa armăturii la fața betonului din considerente de rezistență la foc (capitolul 6).

5.1.1.1 *Acoperirea minimă cu beton, c_{min}*

Se alege pentru c_{min} cea mai mare valoare care satisface atât condițiile de aderență cât și condițiile de mediu.

$$c_{\min} = \max\begin{cases} c_{\min,b}; \\ c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; \\ 10\ \text{mm} \end{cases} \tag{5.3}$$

unde: – $c_{\min,b}$ – acoperirea minimă datorită condițiilor de aderență (tabelul 5.1),

– $c_{\min,dur}$ – acoperirea minimă datorită condițiilor de mediu (tabelul 5.2, 5.3),

– $\Delta c_{dur,\gamma}$ – coeficient suplimentar de siguranță, în lipsa unor norme speciale se poate lua 0,

– $\Delta c_{dur,st}$ – o reducere a acoperirii minime datorită folosirii oțelurilor neoxidante, în cazurile obișnuite este 0,

– $\Delta c_{dur,add}$ – o reducere a acoperirii minime datorită protecției suplimentare (de exemplu tencuiala), în lipsa prevederilor valoarea recomandată este 0.

Tabelul 5.1: Acoperirea minimă, $c_{min,b}$, din condiții de aderență

Beton armat	Bare individuale		$\geq \phi$ (ϕ - diametrul barei)
	Bare grupate		$\geq \phi_n$ (ϕ_n - diametrul echivalent, vezi pct. 5.1.2)
Beton precomprimat	Preîntinse	bare netede sau toroane	$\geq 2\emptyset$ (ϕ - diametrul barei sau toron)
		bare profilate	$\geq 3\emptyset$ (ϕ - diametrul barei)
	Postîntinse	canal circular	Diametrul canalului ≤ 80mm
		canal dreptunghiular	Max (cea mai mică latură, jumătate din cea mai mare latură) ≤80mm

Tabelul 5.2: Valorile acoperirii minime, $c_{min,dur}$, din condiții cu privire la asigurarea durabilității armăturilor pasive.

Clasa structurii	Clasele de expunere						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS3	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabelul 5.3: Valorile acoperirii minime, $c_{min,dur}$, din condiții cu privire la asigurarea durabilității armăturilor pretensionate.

Clasa structurii	Clasele de expunere						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS3	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Dacă dimensiunea nominală a celei mai mari granule este mai mică de 32 mm, sau în cazul betoanelor cu agregate ușoare, valorile acoperirii minime $c_{min,b}$ din tabelul 5.1 se majorează cu 5 mm.

La determinarea acoperirii minime $c_{min,dur}$ pentru o durată de viață de 50 de ani se recomandă clasa structurala 4 pentru clasa minimă a betonului indicată în anexa I. Această clasă se poate reduce sau mări (tabelul 5.4) în funcție de clasa de expunere sau alte situații speciale (ex. durata de viață mai mare, calitatea betonului, etc.). Clasa structurală minimă este clasa 1.

În situația în care betonul este turnat peste alte elemente de beton (prefabricate sau monolite) turnate într-o etapă anterioară, pentru acoperirea minimă de beton a armăturii (de la fața în contact) se poate accepta valoarea corespunzătoare condițiilor de aderență dacă sunt satisfăcute condițiile:

- clasa betonului să fie cel puțin C 25/30,
- timpul de expunere a suprafeței respective a betonului la mediul exterior să fie scurt (< 28 zile),
- suprafața elementului cu care va fi betonul în contact să fie curățată (ex. spălată sau aspirată).

Pentru suprafețele denivelate (ex: agregate expuse) acoperirea minimă cu beton trebuie mărită cu cel puțin 5 mm.

Când sunt așteptate condiții de îngheț / dezgheț sau atac chimic (clasele XF și XA) asupra elementelor din beton, trebuie acordată o atenție specială compoziției betonului. Acoperirea minimă cu beton conform tabelelor 5.2 și 5.3 în mod normal este suficientă.

Tabelul 5.4: Clasele de structură pentru determinarea lui $c_{min,dur}$

Criterii	Clasele de expunere						
	X0	XC1	XC2/ XC3	XC4	XD1	XD2/XS 1	XD3/XS 2/XS3
Durata de viață 100 de ani	crește clasa cu 2	crește clasa cu 2	crește clasa cu 2	crește clasa cu 2	crește clasa cu 2	crește clasa cu 2	crește clasa cu 2
Clasele de rezistență	≥ C30/37 se reduce clasa cu 1	≥ C30/37 se reduce clasa cu 1	≥ C35/45 se reduce clasa cu 1	≥ C40/50 se reduce clasa cu 1	≥ C40/50 se reduce clasa cu 1	≥ C40/50 se reduce clasa cu 1	≥ C45/55 se reduce clasa cu 1
Elem. cu geometrie tip dală (necirculabile in timpul constr.)	se reduce clasa cu 1	se reduce clasa cu 1	se reduce clasa cu 1	se reduce clasa cu 1	se reduce clasa cu 1	Se reduce clasa cu 1	se reduce clasa cu 1
Control special al calității asigurat	se reduce clasa cu 1	se reduce clasa cu 1	se reduce clasa cu 1	se reduce clasa cu 1	se reduce clasa cu 1	se reduce clasa cu 1	se reduce clasa cu 1

5.1.1.2 *Toleranțe admisibile în poziția armăturilor*

Se va face un adaos la stratul minim de acoperire cu beton, pentru a se ține seama de abaterile posibile din execuție (fig. 5.2).

În lipsa unor norme speciale valoarea recomandată pentru Δc_{tol} este de 10 mm.

În anumite situații toleranța admisibilă Δc_{tol} poate fi redusă după cum urmează:

- când fabricarea elementelor se face pe criterii calitative și monitorizarea execuției cuprinde și măsurători referitoare la stratul de acoperire (ex. la elemente monolite):10 mm $\geq \Delta c_{tol} \geq$ 5 mm
- când se folosesc instrumente precise de măsurare a acoperirii cu beton și elementele care nu corespund sunt respinse (ex. la elemente prefabricate):10 mm $\geq \Delta c_{tol} \geq$ 0 mm

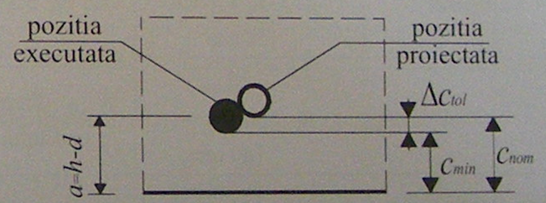


Figura 5.2 Abaterea nedorită în execuție

Pentru betonul care intră în contact cu suprafețe neregulate, acoperirea se va mării prin adoptarea unor toleranțe admisibile mai mari. Creșterea este în funcție de mărimea neregularităților, dar acoperirea cu beton trebuie să fie de cel puțin:

- 40 mm pentru beton turnat pe suprafețe pregătite (ex. beton de egalizare),
- 75 mm pentru turnarea betonului direct pe pământ (ex. fundații).

5.1.2 Distanța dintre barele longitudinale

Armătura longitudinală de rezistență se așează pe unul sau mai multe rânduri în funcție de aria rezultată din calcul și de lățimea grinzii.

Dispunerea armăturilor în secțiunea transversală a elementelor din beton armat se face astfel încât să permită turnarea și compactarea (prin vibrare) corespunzătoare a betonului (tabelul 5.5).

În absența altor indicații, regulile pentru bare izolate sunt aplicabile și **grupurilor de bare**. Într-un grup, toate barele sunt de aceleași caracteristici (tip și clasă de oțel) și pot avea diametre diferite dar raportul lor să nu fie mai mare decât 1,7.

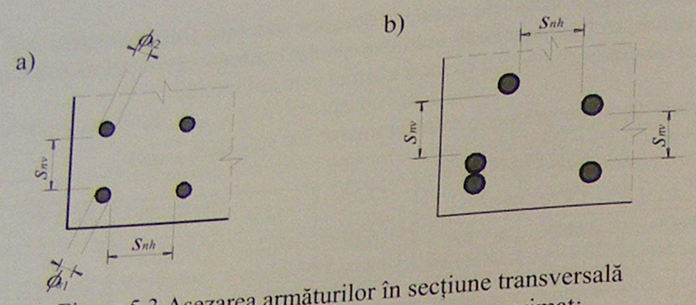


Figura 5.3 Aşezarea armăturilor în secţiune transversală
a elementelor de beton armat sau precomprimat:
a) armături normale sau preîntinse; b) canalele armăturilor post-tensionate;

Tabelul 5.5 Distanța minimă dintre bare

Element	Tipul armăturii		Distanța minimă între bare s_n	Observații
Beton armat	Armături obişnuite	Cazul general	s_{nh} *sau* $s_{nv} \geq \begin{cases} \phi_{max} \text{ sau } \phi_n \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$	vezi fig. 5.3 a) ϕ_n - diametrul echivalent în cazul barelor grupate
		Dacă dimensiunea maximă a agregatului ≥ 16 mm	s_{nh} *sau* $s_{nv} \geq \begin{cases} \phi_{max} \\ d_g + 5 \text{ mm} \end{cases}$	
Beton precomprimat	Armături preîntinse	orizontal	$s_{nh} \geq \begin{cases} 2\phi_p \\ d_g + 5 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$	Vezi fig. 5.3 a)
		vertical	$s_{nv} \geq \begin{cases} 2\phi_p \\ d_g \end{cases}$	d_g- dimensiunea maximă a agregatului
	Armături postîntinse	orizontal	$s_{nh} \geq \begin{cases} 2\phi_{canal} \\ d_g + 5 \text{ mm} \\ 50 \text{ mm} \end{cases}$	vezi fig. 5.3 b
		vertical	$s_{nv} \geq \begin{cases} 2\phi_{canal} \\ d_g \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$	ϕ_{canal} - diametrul canalului

În calcule grupul este echivalat printr-o bară fictivă, prezentând aceeaşi secţiune şi acelaşi centru de greutate ca şi al grupului.

Diametrul echivalent ϕ_n al barei se determină cu relaţia:

$$\phi_n = \phi\sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \qquad (5.4)$$

unde: n_b reprezintă numărul barelor grupului, care este limitat la:
$n_b \leq 4$, pentru bare verticale comprimate şi pentru bare înnădite prin suprapunere
$n_b \leq 3$, pentru toate celelalte cazuri.

5.1.3 Ancorarea şi înnădirea armăturilor pentru beton armat

5.1.3.1 *Ancorarea armăturilor*

Barele de armătură (sârme sau plase) trebuie să fie astfel ancorate încât eforturile la care sunt supuse să fie transmise la beton şi să fie evitate fisurarea longitudinală si despicarea betonului. Dacă este necesară va fi prevăzută armătura transversală.

Ancorarea armăturilor longitudinale se face în mod normal cu:

- ancoraje drepte, asigurate prin prelungirea armăturii pe o distanţă $l_{b,eq}$ (fig. 5.4 a) suficientă pentru a transmite eforturile de întindere de la armătură la beton prin aderenţă;

- ancoraje curbe care pot fi sub forma unor cârlige (ciocuri) la 150°…180° (fig. 5.4 b), îndoituri (coturi) la 90°…150° (fig. 5.4 c) sau bucle (fig. 5.4 d);
- ancoraje cu cel puţin o bară transversală sudată pe lungimea de ancorare (fig. 5.4 e).

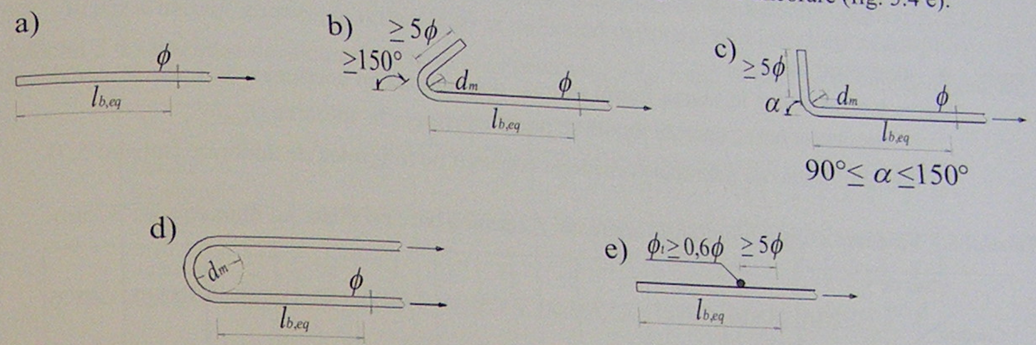


Figura 5.4 Tipuri de ancoraje

Ancorajele din figura 5.4a şi 5.4c nu se pot folosi pentru barele netede solicitate la întindere. Îndoiturile la unghi drept şi cârligele nu sunt recomandate pentru utilizarea în zone comprimate.

Cedarea betonului din interiorul cârligelor sau buclelor se pot evita dacă se respectă un **diametru minim de îndoire** (tabelul 5.6).

Tabelul 5.6 Diametre minime ale dornului de îndoire (d_m)

Ciocuri, bucle la bare individuale		Ciocuri, bucle la carcase sudate		
$\phi \leq 16$ mm	$\phi > 16$ mm	sau	$d \geq 3\phi$	$d < 3\phi$ sau sudură în zona îndoită
4ϕ	7ϕ	5ϕ	5ϕ	20ϕ

Diametrul de îndoire, d_{br}, se determină cu relaţia:

$$d_{br} \geq F_{bt} \cdot \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi}\right) \cdot \frac{1}{f_{cd}} \qquad (5.5)$$

unde: – F_{bt} este efortul de întindere dintr-o bară sau un grup de bare în contact la începutul curbei determinat în starea limită ultimă.
– a_b este jumătate din distanţa între centrele barelor (sau grupurilor de bare) perpendiculare planului de îndoire.
– pentru o bară sau grup de bare adiacente feţei elementului, distanţa a_b se ia egală cu acoperirea de beton plus $\phi/2$.

Valoarea lui f_{cd} nu se va lua mai mare decât cea corespunzătoare clasei de beton C55/67.

Diametrul de îndoire nu mai trebuie verificat pentru evitarea cedării betonului dacă se respectă condiţiile:
– ancorarea barei nu necesită o lungime mai mare de 5ϕ după capătul curbei;
– bara să nu fie poziţionată la margine (planul de îndoire apropiat de faţa betonului) şi există o bară perpendiculară cu diametrul $\geq \phi$ în interiorul curbei.

În cazul betoanelor cu agregate uşoare valorile diametrelor dornului de îndoire se majorează cu 50%.

Lungimea de ancorare de bază $l_{b,rqd}$ necesară pentru ancorarea forței de întindere dintr-o bară dreaptă se determină cu relația:

$$l_{b,rqd} = 0{,}25\,\phi\,\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \qquad (5.6)$$

unde: ϕ – diametrul barei;

σ_{sd} – efortul unitar în starea limită ultimă, determinată în secțiunea de unde se consideră ancorarea barei, care de regulă se poate considera la valoarea f_{yd};

f_{bd} – efortul unitar de aderență considerat constant pe lungimea de ancorare (tabelul 5.7).

Tabelul 5.7 Valoarea efortului unitar de aderență, f_{bd} pentru bare profilate cu diametre ϕ<32mm.

Condiții de aderență \ Clasa de beton	C12/16	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75
aderență bună	1.65	1.95	2.25	2.70	3.00	3.30	3.75	4.05	4.35	4.50	4.65
aderență nesatisfăcătoare	1.16	1.37	1.58	1.89	2.10	2.31	2.63	2.84	3.05	3.15	3.26

Pentru bare profilate efortul unitar de aderență se calculează cu relația:

$$f_{bd} = 2{,}25\,h_1\,h_2\,f_{ctd} \qquad (5.7)$$

unde: f_{ctd} – rezistența de calcul la întindere a betonului, dar nu mai mare decât valoarea corespunzătoare clasei C60/75;

h_1 – coeficient care depinde de condițiile de aderență și poziția barei în element la turnare (fig. 5.5):

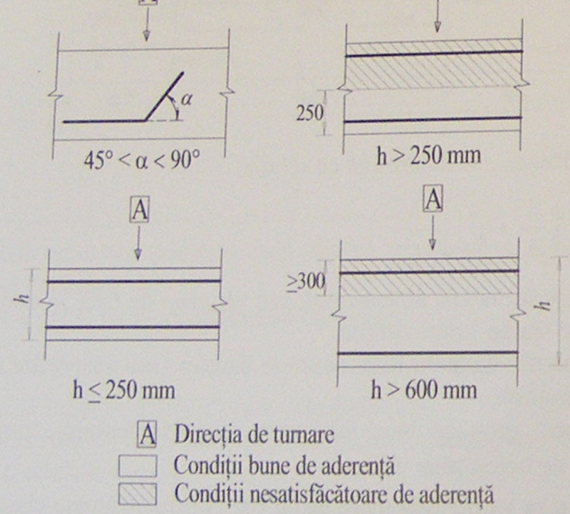


Figura 5.5 Condiții de aderență

$h_1 = 1{,}00$ – condiții bune de aderență;

$h_1 = 0{,}70$ – pentru celelalte cazuri și pentru elementele structurale (pereți) turnate în cofraje glisante;

h_2 – coeficient în funcție de diametrul barei:

$h_2 = 1{,}00$ – pentru $\phi \le 32$ mm;

$h_2 = (132 - \phi)/100$ – pentru $\phi > 32$ mm.

Lungimea de ancorare de bază $l_{b,rqd}$ pentru efortul unitar capabil al barei $f_{yd} = 435$ N/mm^2 se prezintă în tabelul 5.8 în funcție de diametrul barei, precum și în anexa XVI tabelul XVI.4, tabelul XVI.5 unde sunt calculate lungimile efective în cm.

La barele îndoite lungimea de ancorare de bază se măsoară de-a lungul axei barei (fig. 5.6).

În cazul barelor grupate, în relația (5.6) se utilizează diametrul nominal (vezi relația (5.4)).

Tabelul 5.8 Lungimea de ancorare de bază $l_{b,rqd}$ pentru $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$ N/mm^2 în funcție de diametrul barei

Condiții de aderență \ Clasa de beton	C12/16	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75
aderență bună	66 *d*	56 *d*	48 *d*	40 *d*	36 *d*	33 *d*	29 *d*	27 *d*	25 *d*	24 *d*	23 *d*
aderență nesatisfăcătoare	94 *d*	79 *d*	69 *d*	58 *d*	52 *d*	47 *d*	41 *d*	38 *d*	36 *d*	35 *d*	33 *d*

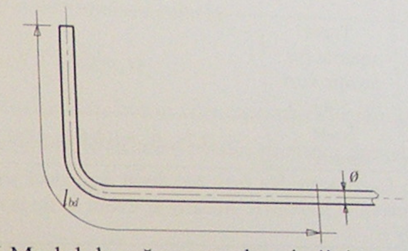


Figura 5.6 Modul de măsurare a lungimii de ancorare de bază

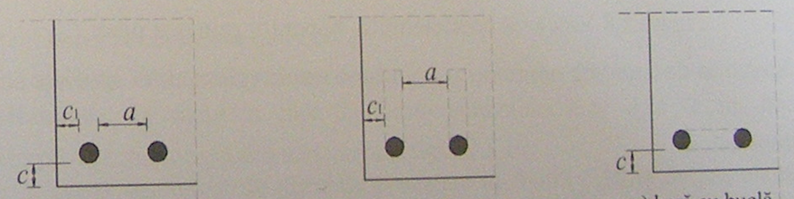
La betoanele cu agregate ușoare în relația (5.7) se înlocuiește f_{ctd} cu f_{lctd} care se calculează cu relația (2.31).

Lungimea de ancorare de proiectare necesară l_{bd} se determină cu relația:

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5 l_{b,rqd} \ge l_{b,\min} \qquad (5.8)$$

în care coeficienții $\alpha_1 ... \alpha_5$ se obțin din tabelul 5.9.

Pentru determinarea acoperirii de beton (c_d), cu care se intră în tabelul 5.9, se vor respecta condițiile prezentate în figura 5.7.



a) bară dreaptă $c_d = \min(a/2, c_1, c)$

b) bară cu cioc $c_d = \min(a/2, c_1)$

c) bară cu buclă $c_d = c$

Figura 5.7 Acoperirea cu beton, c_d pentru grinzi și plăci

Produsul ($\alpha_2\alpha_3\alpha_5$) trebuie să respecte condiția:

$$\alpha_2\alpha_3\alpha_5 \ge 0{,}70 \qquad (5.9)$$

În tabelul 5.9 s-au utilizat următoarele notații:

$$\lambda = \left(\sum A_{st} - \sum A_{st,\min}\right) / A_s \qquad (5.10)$$

$\sum A_{st}$ – aria armăturii transversale de-a lungul lungimii de ancorare adoptată;

$\sum A_{st,\min}$ – aria minimă de armătură transversală $= 0{,}25A_s$ pentru grinzi și 0 pentru plăci;

Tabelul 5.9 Valorile coeficienților α_1, α_2, α_3, α_4 și α_5

Factor de influență	Tip de ancoraj	Bara de armătură	
		Întinsă	Comprimată
Forma barelor	Drept	α_1 =1,0	α_1 =1,0
	Altul decât drept	α_1 =0,7 dacă $c_d \geq 3\phi$ α_1 =1,0 în celelalte cazuri (pt. valoarea lui c_d vezi fig. 5.7)	α_1 =1,0
Acoperirea cu beton	Drept	$0,7 \leq \alpha_2 = 1-0,15(c_d-\phi)/\phi \leq 1,0$ (pt. valoarea lui c_d vezi fig. 5.7)	α_2 =1,0
	Altul decât drept	$0,7 \leq \alpha_2 = 1-0,15(c_d-3\phi)/\phi \leq 1,0$ (pt. valoarea lui c_d vezi fig. 5.7)	α_2 =1,0
Confinarea realizată de armătura transversală nesudată de armătura principală	Toate tipurile	$0,7 \leq \alpha_3 = 1-K\lambda \leq 1,0$	α_3 =1,0
Confinarea realizată de armătura transversală sudată de armătura principală *	Toate tipurile (pt. poziție vezi fig. 5.4 e)).	α_4 = 0,7	α_4 =0,7
Confinare dată de presiunea transversală	Toate tipurile	$0,7 \leq \alpha_5 = 1-0,04p \leq 1,0$	-
*Pentru rezemări directe l_{bd} se poate lua mai mic decât $l_{b,min}$ dacă există cel puțin o bară transversală sudată în intervalul rezemării. Aceasta ar trebui sa fie la cel puțin 15 mm de la fața reazemului (fig. 5.9)			

A_s – aria unei singure bare ancorate cu diametrul maxim;

K – coeficient cu valori prezentate în figura 5.8;

p – presiunea transversală [N/mm^2] în starea limită ultimă, de-a lungul lui l_{bd}.

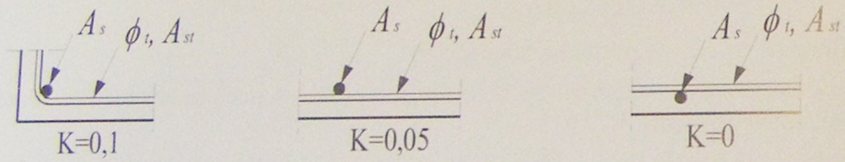


Figura 5.8 Valoarea coeficientului K pentru grinzi şi plăci

Pentru lungimea de ancorare minimă $l_{b,\min}$, în lipsa unor reglementări speciale se va considera valoarea:

– armătură întinsă

$$l_{b,\min} > \max\begin{cases} 0,3l_{b,rqd} \\ 10\phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (5.11)$$

– armătură comprimată

$$l_{b,\min} > \max\begin{cases} 0,6l_{b,rqd} \\ 10\phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (5.12)$$

Pentru armăturile întinse, lungimea de ancorare necesară, se poate lua şi la valoarea $l_{b,eq}$ care se determină într-un mod simplificat după cum urmează:

$l_{b,eq} = \alpha_1 l_{b,rqd}$ – pentru ancorare tip buclă, cioc şi cot (fig. 5.4 b), c), d)),

$l_{b,eq} = \alpha_4 l_{b,rqd}$ – pentru ancorarea cu bară transversală sudată (fig. 5.4 e)).

Când pe capătul armăturii longitudinale se sudează în sens transversal o bară cu diametrul cuprins intre 14-32 mm (vezi fig. 5.9) lungimea de ancorare de bază obținută cu relația (5.8) se poate reduce cu factorul F_{btd}/A_s unde A_s este aria barei longitudinale, iar forța de smulgere F_{btd} se determină cu relația:

$$F_{btd} = l_{td} f_t \sigma_{td} < F_{wd} \quad (5.13)$$

unde: F_{wd} – forța de forfecare a sudurii care se determină pentru o fracțiune (de obicei jumătate) din capacitatea portantă a barei longitudinale ancorate;

f_t – rezistența la întindere a armăturii;

σ_{td} – efortul de întindere în beton;

l_{td} – lungimea de calcul a barei transversale;

Efortul unitar în beton se determină cu relația:

$$\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm})/y \leq 3 f_{cd} \quad (5.14)$$

în care: σ_{cm} – efortul de compresiune în beton (din rezemare) care acționează perpendicular pe cele doua bare (se consideră o valoare medie pozitivă pentru compresiune);

$y = 0,015 + 0,14e^{(-0.18x)}$;

$x = 2(c/\phi_t) + 1$;

c – acoperirea cu beton măsurată perpendicular pe cele două bare, iar lungimea de calcul a barei transversale:

$$l_{td} = 1,16\phi_t (f_{yd}/\sigma_{td})^{0.5} \quad (5.15)$$

care nu trebuie să fie mai mare decât lungimea efectivă a barei sau distanța dintre două bare longitudinale ancorate;

ϕ_t – diametrul barei transversale.

Pentru bare cu diametrul nominal mai mic sau egal cu 12 mm forța de smulgere se determină cu relația:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s f_{cd} \phi_t/\phi_l \quad (5.16)$$

în care diametrul barei ancorate s-a notat cu ϕ_l.

Grupurile de bare întinse pot fi întrerupte peste reazeme (de capăt sau intermediare) ca și armăturile individuale. În cazul în care diametrul echivalent este $\phi_n \geq 32$ mm barele grupului trebuie decalate pe direcția longitudinală conform figurii 5.10.

Dacă se respectă distantele de decalare precizate în figura 5.10 la determinarea lungimii de ancorare necesară se va utiliza diametrul fiecărei bare în parte, în caz contrar aceste lungimi se vor determina cu diametrul nominal ϕ_n al grupului de bare.

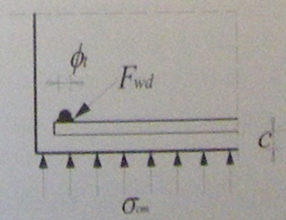


Figura 5.9 Ancorarea barelor longitudinale cu bară sudată la capăt

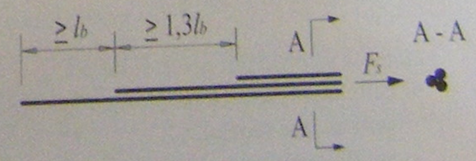


Figura 5.10 Ancorarea grupurilor de bare prin decalare

Barele de diametru mare ($\phi \geq 32$ mm) vor fi ancorate ca bare drepte sau cu ajutorul unor dispozitive mecanice în afara zonelor întinse de beton. În zonele de ancorare se va prevedea o armătură transversală suplimentară (fig. 5.11), care nu va fi mai mică decât:

– în direcție paralelă cu fața inferioară (5.17)

$$A_{sh} = 0{,}25 A_s n_1$$

– în direcție perpendiculară pe fața inferioară (5.18)

$$A_{sv} = 0{,}25 A_s n_2$$

unde: A_s – secțiunea transversală a barei ancorate;

n_1 – numărul straturilor cu bare ancorate în aceeași secțiune a elementului;

n_2 – numărul barelor ancorate în fiecare strat.

a) $n_1=1$; $n_2=2$

$\sum A_{sv} \geq 0{,}5 A_{s1}$

$\sum A_{sh} \geq 0{,}25 A_{s1}$

b) $n_1=2$; $n_2=2$

$\sum A_{sv} \geq 0{,}5 A_{s1}$

$\sum A_{sh} \geq 0{,}5 A_{s1}$

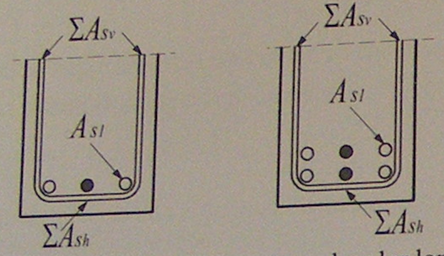


Figura 5.11 Armătura suplimentară în zona de ancorare a barelor longitudinale cu $\phi \geq 32$ mm

Armătura transversală suplimentară va fi uniform distribuită în zona de ancorare, la distante ce nu vor depăşii aproximativ de 5 ori diametrul armăturii longitudinale.

Ancorarea armăturilor transversale (etrieri, agrafe, barele transversale ale carcaselor sudate) se face conform condițiilor din figura 5.12.

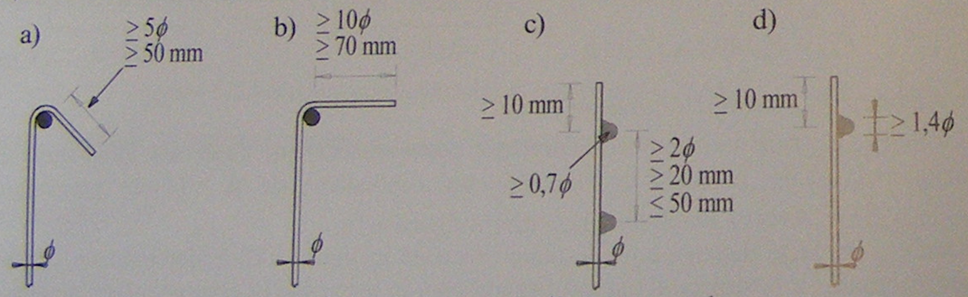


Figura 5.12 Ancorarea armăturilor transversale

5.1.3.2. *Înnădirea armăturilor*

Înnădirea armăturilor poate fi făcută:

- prin suprapunerea barelor, cu sau fără cârlige, îndoituri sau bucle;
- prin sudare (anexa X);
- cu dispozitive mecanice (cuple) care asigură transferul forțelor în cazul solicitării de întindere-compresiune sau numai de compresiune (anexa XI);.

Este preferabil ca înnădirile prin suprapunere să nu fie plasate în zonele în care armătura este solicitată la întreaga sa capacitate de rezistență.

Pe cât este posibil suprapunerile barelor trebuie să fie decalate şi să fie dispuse simetric şi paralel la fața exterioară a elementului.

Distanța liberă (lumina) între două bare înnădite prin petrecere va satisface valorile indicate în figura 5.13.

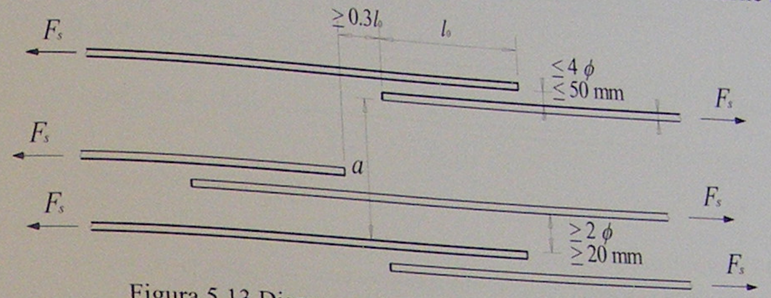


Figura 5.13 Dispunerea înnădirilor prin suprapunere

Lungimea de înnădire prin suprapunere se obține cu relația:

$$l_0 = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5\alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,\min} \tag{5.19}$$

unde: $l_{0,\min} > \max\begin{cases} 0{,}3\alpha_6 l_{b,rqd} \\ 15\phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$ (5.20)

$l_{b,rqd}$ – lungimea de ancorare de bază conform relației (5.6).

Valoarea coeficienților de corecție $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ sunt cele din tabelul 5.9. Pentru calculul coeficientului α_3 în relația (5.9) în locul $\sum A_{st,\min}$ se va lua $1{,}0 A_s (\sigma_{sd}/f_{yd})$ cu A_s aria secțiunii uneia din barele înnădite prin suprapunere.

Coeficientul α_6 se obține din tabelul 5.10 în funcție de procentul de armătură suprapusă în intervalul $0{,}65 l_0$ de la centrul lungimii de suprapunere considerate (fig. 5.14).

Tabelul 5.10 Valorile coeficientului α_6

Procentul de armătură suprapusă într-o secțiune	<25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5

În general barele groase ($\phi \geq 32$ mm) nu se înnădesc prin suprapunere. Excepție fac secțiunile de beton cu dimensiunea minimă peste 1,0 m sau cazurile în care efortul din bare nu depăşeşte 80% din efortul maxim calculat în starea limită ultimă.

Pentru grupuri alcătuite din două bare cu diametrul echivalent < 32 mm suprapunerea urmăreşte regulile de la barele individuale cu diferența că la determinarea lungimii de suprapunere l_0 se va utiliza diametrul ϕ_n. Dacă grupul de bare este alcătuit din trei bare sau două bare dar cu diametrul echivalent ≥ 32 mm, la înnădire barele individuale trebuie să se decaleze pe direcția longitudinală cu cel puțin $1{,}3 l_0$, după cum se observă în figura 5.15. În acest caz se poate utiliza diametrul unei bare la determinarea lungimii l_0.

Se vor evita situațiile în care se utilizează mai mult de patru bare suprapuse într-o secțiune.

La betoanele cu agregate uşoare se limitează la 32 mm diametrul barelor înglobate şi nu se utilizează pachete constituite din mai mult de două bare. Diametrul echivalent se limitează la 45 mm.

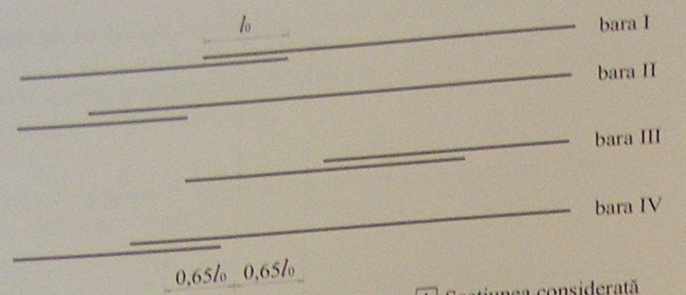


Figura 5.14 Determinarea procentului de armătură suprapusă într-o secțiune (ex. bara II și bara III sunt în afara zonei de suprapunere, deci $\rho_1 = 50\%$ și $\alpha_6 = 1{,}4$)

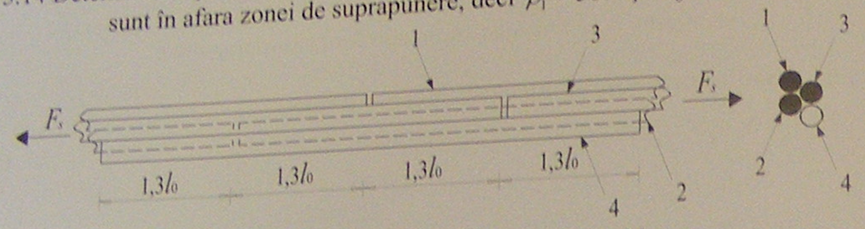


Figura 5.15 Înnădirea barelor grupate cu $\phi \geq 32$ mm

În zonele de suprapunere a barelor longitudinale se va dispune o armătură în sens transversal pentru a prelua forțele de întindere ce apar pe direcția perpendiculară barelor înnădite după cum urmează:

- dacă bara suprapusă este întinsă și are diametrul mai mic decât 20 mm sau procentul armăturilor înnădite într-o secțiune este sub 25%, atunci armătura transversală minimă prevăzându-se din alte motive (ex. armătura pentru preluarea forței tăietoare, bare de repartiție) este considerată suficientă.
- dacă diametrul barei este mai mare de $\phi > 20$ mm atunci armătura transversală trebuie să aibă o arie totală (fig. 5.16a) nu mai mică decât aria unei bare înnădite ($\sum A_{st} \geq 1{,}0 A_{st}$) și trebuie poziționată între armătura longitudinală și suprafața betonului în zonele de capăt a suprapunerii.
- dacă mai mult de 50% din armăturile longitudinale sunt suprapuse într-o secțiune și distanța între înnădirile adiacente $a \leq 10\phi$ (fig. 5.13), se vor utiliza etrieri sau armături transversale în formă de U bine ancorate în corpul secțiunii.
- dacă bara înnădită este comprimată atunci armăturile transversale se vor așeza și în exteriorul zonei de suprapunere la o distanță maximă de 4ϕ față de ambele capete (fig. 5.16b).

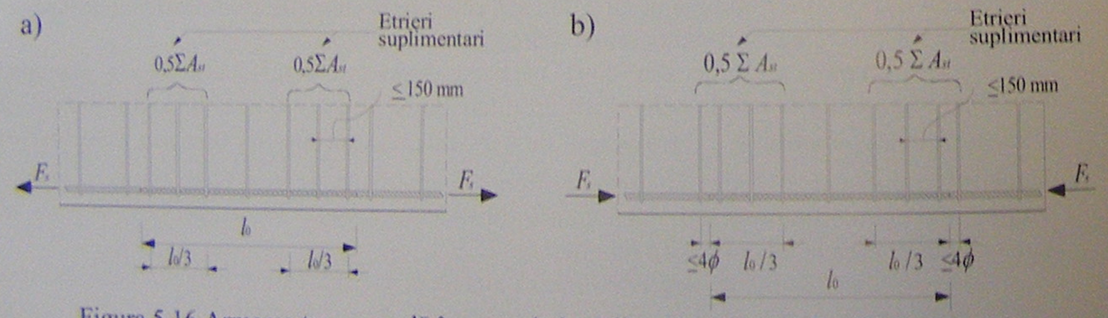


Figura 5.16 Armarea transversală în zona de înnădire a barelor longitudinale cu diametrul mai mare de ϕ 20 mm: a) întinse; b) comprimate;

Înnădirea plaselor sudate alcătuite din bare profilate se poate face atât în direcția barelor principale (de rezistență) cât și în cea a barelor secundare (constructive).

- Înnădirea barelor de rezistență se poate realiza fie prin întrepătrundere (fig. 5.17 a), fie prin suprapunere (fig. 5.17 b).

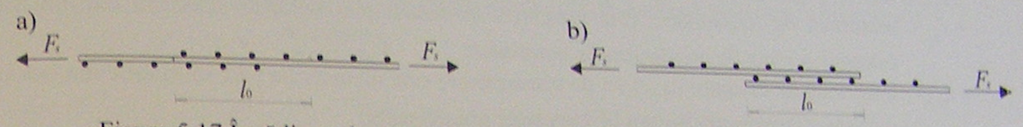


Figura 5.17 Înnădirea plaselor sudate: a) prin întrepătrundere; b) prin suprapunere

În cazul plaselor înnădite prin întrepătrundere (la elemente solicitate la oboseală) aranjamentul barelor longitudinale (lipite) se va realiza conform figurii 5.13. Efectele favorabile ale armăturilor transversale vor fi neglijate ($\alpha_3 = 1{,}0$).

În cazul plaselor înnădite prin suprapunere, înnădirea se va amplasa în zonele în care armătura este solicitată la cel mult 80% din întreaga ei capacitate. În caz contrar:

- în calculele de rezistență brațul de pârghie se va considera până la centrul de greutate al rândului de armătură cel mai îndepărtat de fața întinsă a elementului;
- la verificarea deschiderii fisurilor în zona imediat după înnădire, efortul în oțel cu care se intră în tabelele 4.3 și 4.4 se va majora cu 25% din cauza discontinuităților de la capătul înnădirii.

Procentul de armătura principală ce poate fi înnădită într-o secțiune trebuie să respecte:

- pentru plase sudate întrepătrunse prevederile din tabelul 5.10;
- pentru plase sudate suprapuse următoarea regulă

100% dacă $(A_s/s)_{prov} \leq 1200$ mm^2/m și

60% dacă $(A_s/s)_{prov} > 1200$ mm^2/m ;

s – considerându-se distanța dintre bare, iar A_s - aria secțiunii transversale a plasei.

Îmbinările straturilor multiple trebuie să fie decalate cu cel puțin $1{,}3l_0$ unde lungimea l_0 se determină cu relația (5.19).

Armătură transversală suplimentară în zona de înnădire nu este necesară.

- Înnădirea plaselor sudate în sensul armăturilor transversale (secundare) se poate face în aceeași secțiune. Valorile minime ale lungimii de suprapunere sunt date în tabelul 5.11.

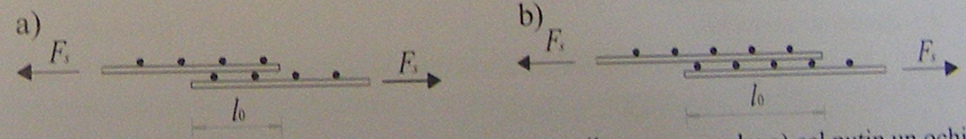


Figura 5.18 Înnădirea plaselor sudate în sensul armăturilor transversale: a) cel puțin un ochi de plasă; b) cel puțin două ochiuri de plasă.

Tabelul 5.11. Lungimi de suprapunere recomandate în sens transversal

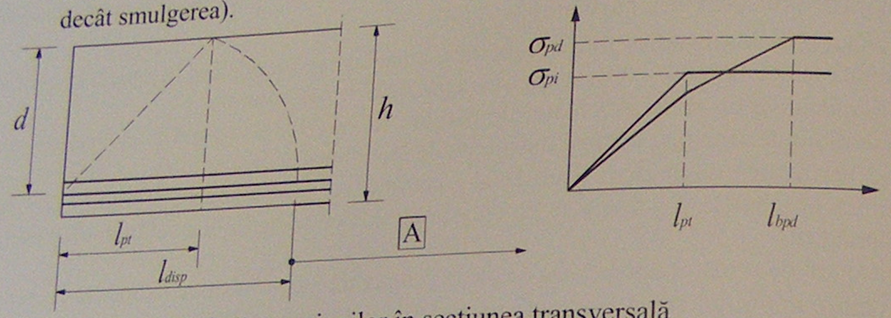
Diametrul barelor (mm)	Lungimi de suprapunere
$\phi \leq 6$	≥150 mm; cel puțin un ochi de plasă în intervalul de înnădire fig. 5.18a.
$6 < \phi \leq 8{,}5$	≥250 mm; cel puțin două ochiuri de plasă în intervalul de înnădire fig. 5.18b.
$8{,}5 < \phi \leq 12$	≥350 mm; cel puțin două ochiuri de plasă în intervalul de înnădire fig. 5.18b.

5.1.4 Ancorarea și cuplarea armăturilor pretensionate

5.1.4.1 *Ancorarea armăturilor preîntinse*

La armăturile preîntinse se definesc trei lungimi (fig. 5.19):

- l_{pt} – lungimea de transmitere este lungimea armăturii pretensionate necesară transmiterii întregului efort de pretensionare betonului;
- l_{disp} – lungimea de disipare (a zonei de transmitere) este distanța pe care tensiunile din beton ajung la o distribuție liniară în secțiunea transversală;
- l_{bpd} – lungimea de ancorare este distanța pe care forța totală de întindere din bară în starea limită ultimă, este complet ancorată în beton (adică ruperea barei intervine mai repede decât smulgerea).



A - Distribuția liniară a tensiunilor în secțiunea transversală

Figura 5.19 Lungimi caracteristice la transferul forței de precomprimare la beton

Valoarea de bază a lungimii de transmitere se determină cu relația:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} \qquad (5.21)$$

unde: α_1 = 1,0 – pentru transfer lent;
= 1,25 – pentru transfer brusc;
α_2 = 0,25 – pentru tendoane cu secțiune transversală circulară;
= 0,19 – pentru toroane din 7 sârme;
ϕ – diametrul toronului;
σ_{pm0} – tensiunea din armătura pretensionată în momentul transferului;
f_{bpt} – efortul unitar de aderență la transfer;

Efortul unitar de aderență, considerat constant în lungul armăturii pretensionate, se calculează în starea limită ultimă cu relația:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd(t)} \qquad (5.22)$$

unde: η_{p1} = 2,7 – pentru sârme profilate;
= 3,2 – pentru toroane din 3 și 7 sârme;
Pentru alte tipuri de armături pretensionate se va lua valoarea dată în fișa produsului.
η_1 = 1,0 – pentru condiții bune de aderență;
= 0,7 – în celelalte cazuri (în situații justificate se poate lua o valoare mai mare)
$f_{ctd(t)}$ – este valoarea de calcul a rezistenței la întindere a betonului în momentul transferului

$$f_{ctd}(t) = \frac{\alpha_{ct} \cdot 0{,}7 \cdot f_{ctm}(t)}{\gamma_c}.$$

În funcție de situația de proiectare valoarea de calcul a lungimii de transmitere se ia cea mai defavorabilă dintre cele două valori (fig. 5.20):

$l_{pt1} = 0{,}8 l_{pt}$ – pentru calculul solicitărilor locale la transfer;

$l_{pt2} = 1{,}2 l_{pt}$ – pentru calculul în starea limită ultimă (la forță tăietoare, ancorare etc.)

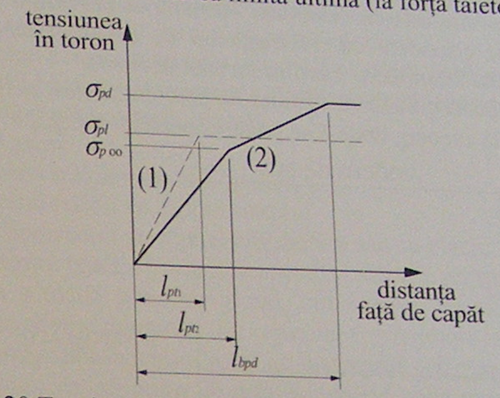


Figura 5.20 Tensiunea în zona de ancorare la elementele pretensionate:
(1) la transfer (2) starea limită ultimă

Lungimea de disipare se obține cu relația:

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \qquad (5.23)$$

Lungimea de ancorare pentru o tensiune de σ_{pd} în armătura pretensionată se determină cu relația:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \phi \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}}{f_{bpd}} \qquad (5.24)$$

unde: σ_{pd} – efortul unitar în armătura pretensionată (inclusiv efectul forței tăietoare) calculat într-o secțiune fisurată (adică o zonă unde efortul unitar de întindere din beton depășește valoarea $f_{ctk,0,05}$);
$\sigma_{pd\infty}$ – efortul unitar în armătura pretensionată după consumarea tuturor pierderilor de tensiune;
f_{bpd} – efortul unitar de aderență în starea limită ultimă.

Valoarea efortului unitar de aderență se determină cu o relație asemănătoare ca și la transfer:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} \qquad (5.25)$$

unde: η_{p2} = 1,4 – pentru sârme amprentate;
= 1,2 – pentru toroane din 7 sârme;
f_{ctd} – rezistența de calcul la întindere a betonului.

5.1.4.2 *Ancorarea armăturilor postîntinse*

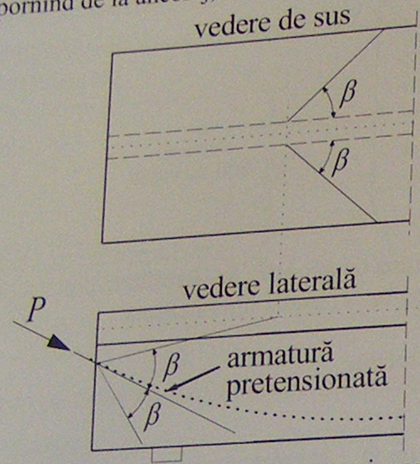
Armăturile postîntinse transmit forțele de precomprimare betonului prin intermediul ancorajelor. Tipul acestora depinde de felul armăturilor active, de mărimea forței de precomprimare, de modul de întindere a armăturilor și de utilajele folosite pentru întindere. Practica precomprimării cunoaște în prezent o diversitate foarte mare a tipurilor de ancoraje în funcție de firma producătoare.

Forța de compresiune exercitată de armătura pretensionată prin ancoraj trebuie să fie preluată de rezistența betonului la compresiune și de armăturile prevăzute în acest scop.

Forța concentrată din zona de ancorare, reprezentând efectul precomprimării, are valoarea de calcul bazată pe valoarea medie a forței de precomprimare și trebuie să fie în concordanță cu valoarea caracteristică minimă a rezistenței la întindere a betonului.

Tensiunile de întindere din beton datorită acțiunii forței concentrate se determină cu ajutorul unui model biele-tiranți sau alte metode adecvate. Armăturile prevăzute pentru preluarea acestor eforturi de întindere se vor considera cu rezistența lor de calcul. Dacă efortul în armătură nu depășește 300 MPa verificarea deschiderii fisurilor nu este necesară.

În mod simplificat se poate considera că forța de precomprimare se dispersează sub un unghi de 2β (fig. 5.21) pornind de la ancoraj, unde β se poate considera $arctg\ 2/3$.



β=arctg(2/3)=33.7°

Figura 5.21 Dispersia forței de pretensionare la armături postîntinse

5.1.4.3 *Cuplarea armăturilor pretensionate*

Cuplarea a două armături se poate face înainte de întindere, când cuplele sunt mobile, sau după întindere (a uneia sau a ambelor armături), când cuplele sunt fixe.

Dispozitivele de cuplare vor fi astfel poziționate (luând în considerare interferența creată de aceste dispozitive) încât să nu afecteze capacitatea portantă a elementului și să permită introducerea într-o manieră satisfăcătoare a unor ancoraje provizorii necesare în timpul execuției.

În general, dispozitivele de cuplare trebuie amplasate departe de reazemele intermediare. Într-o secțiune transversală nu se vor cupla mai mult de 50% din armături.

Calculele pentru efecte locale în beton și pentru armătura transversală trebuie să se facă în conformitate cu capitolul 3.

5.2 Reguli de armare pentru elemente structurale

5.2.1 Plăci

5.2.1.1 *Grosimi*

Grosimea plăcilor din beton armat se determină prin calcul ca urmare a verificărilor în stările limită ultime sau de exploatare normală ținând seama totodată de criterii economice, de necesități de tipizare a cofrajelor și armării precum și de condițiile tehnologice de execuție.

Dimensionarea grosimii plăcilor trebuie să asigure:

- realizarea unui procent mediu de armare sub 0,5% la plăcile armate pe două direcții și sub 0,8% la cele armate pe o direcție;
- deformații (săgeți) în limitele admise;
- masa necesară pentru asigurarea izolării la foc și la zgomotele din aer;
- rezistența la străpungere, în cazul planșeelor rezemate direct pe stâlpi (fără grinzi).

Grosimea minimă a plăcilor se va lua după cum urmează:

a) La plăci armate pe două direcții ($l_2/l_1<2$ unde latura scurtă este l_1) :
   - $l_1/40$ – când placa este simplu rezemată pe contur;
   - $l_1/45$ – când placa este încastrată elastic pe contur.

b) La plăci armate pe o direcție ($l_2/l_1>2$) :
   - $l_1/30$ – când placa este simplu rezemată pe tot conturul;
   - $l_1/35$ – când placa este încastrată pe tot conturul;
   - $l_1/25$ – când placa este simplu rezemată pe două laturi paralele;
   - $l_1/30$ – când placa este încastrată elastic pe două laturi paralele;
   - $l_1/12$ – când placa este în consolă.

c) La planșee fără grinzi:
   - $l_2/30$ – când stâlpii sunt fără capitel;
   - $l_2/32$ – când stâlpii au capitel simplu;
   - $l_2/35$ – când stâlpii au capitel cu frântură sau cu placă.

Grosimea aleasă pentru placă trebuie să respecte și valorile prevăzute în tabelul 4.5.

Grosimea minimă a plăcii pline pe grinzi, din condiții de rezistență, este de 50 mm, dar trebuie să respecte și prevederile minimale din capitolul 6 referitoare la rezistența la foc.

Plăcile de beton armat pot îndeplini rolul de diafragmă orizontală pentru încărcări aplicate în planul lor, dacă au grosimi de cel puțin 80 mm. La dalele unde se prevede armătură pentru forță tăietoare grosimea minimă va fi de 200 mm.

Pentru plăcile pline portante, turnate in situ, armate pe două direcții sau armate pe o direcție – pentru care $b \geq 5h_f$ și $l_{eff} \geq 5h_f$ (vezi anexa II) – se aplică prevederile de mai jos.

5.2.1.2 *Dispoziții privind armătura din încovoiere*

Secțiunea armăturii de rezistență rezultă din dimensionare. Diametrul barelor și distanța dintre ele, pentru o secțiune dată, se alege folosind anexa XVI.

La plăcile având $l_2/l_1 > 2$, cu armătura de rezistență dispusă pe o direcție, se prevede o armătură de repartiție perpendicular pe cea de rezistență, reprezentând cel puțin 20% din aria armăturii de rezistență din secțiunea cea mai solicitată. Armătura de repartiție se așează atât în câmpurile cât și pe reazemele plăcilor continue (fig. 5.22).

În cazurile când armătura de rezistență este prevăzută în aceeași secțiune atât la partea inferioară cât și la cea superioară a plăcii, armătura de repartiție se dispune pe ambele părți.

Procentele minime și maxime de armare vor respecta prevederile de la pct. 5.2.2.2.

Diametrul minim, pentru bare profilate de rezistență se ia după cum urmează:

– la planșee cu grinzi …….. 6 mm (5 mm la plase sudate)
– la planșee fără grinzi …… 8 mm (10 mm pe reazem)
– la fundații și la plăci situate în medii corozive …… 10 mm (8 mm la plase sudate).

Diametrul minim la bare netede de rezistență se ia de 6mm în câmp și 8 mm pe reazem și de 6 mm (indiferent de poziție) pentru barele de repartiție.

Diametrul maxim se consideră $0,1h_f$+2 mm, unde h_f se ia în mm.

Distanța maximă dintre axele armăturilor se va lua:

- la armătura de rezistență:

$$s_{max} = 3h_f \leq \begin{cases} 200 \text{ mm la placi cu } h_f \leq 300 \text{ mm}, \\ 250 \text{ mm la placi cu } 300 \text{ mm} < h_f \leq 400 \text{ mm}, \\ 330 \text{ mm la placi cu } h_f > 400 \text{ mm}, \end{cases} \quad (5.26)$$

$s_{max} = 2h_f \leq 200$ mm pentru plăci încărcate cu forțe concentrate.

- la armătura de repartiție:

$$s_{max} = 3,5h_f \leq \begin{cases} 250 \text{ mm}, \\ 200 \text{ mm (la plase sudate)}, \end{cases} \quad (5.27)$$

$s_{max} = 3h_f$ pentru plăci încărcate cu forțe concentrate.

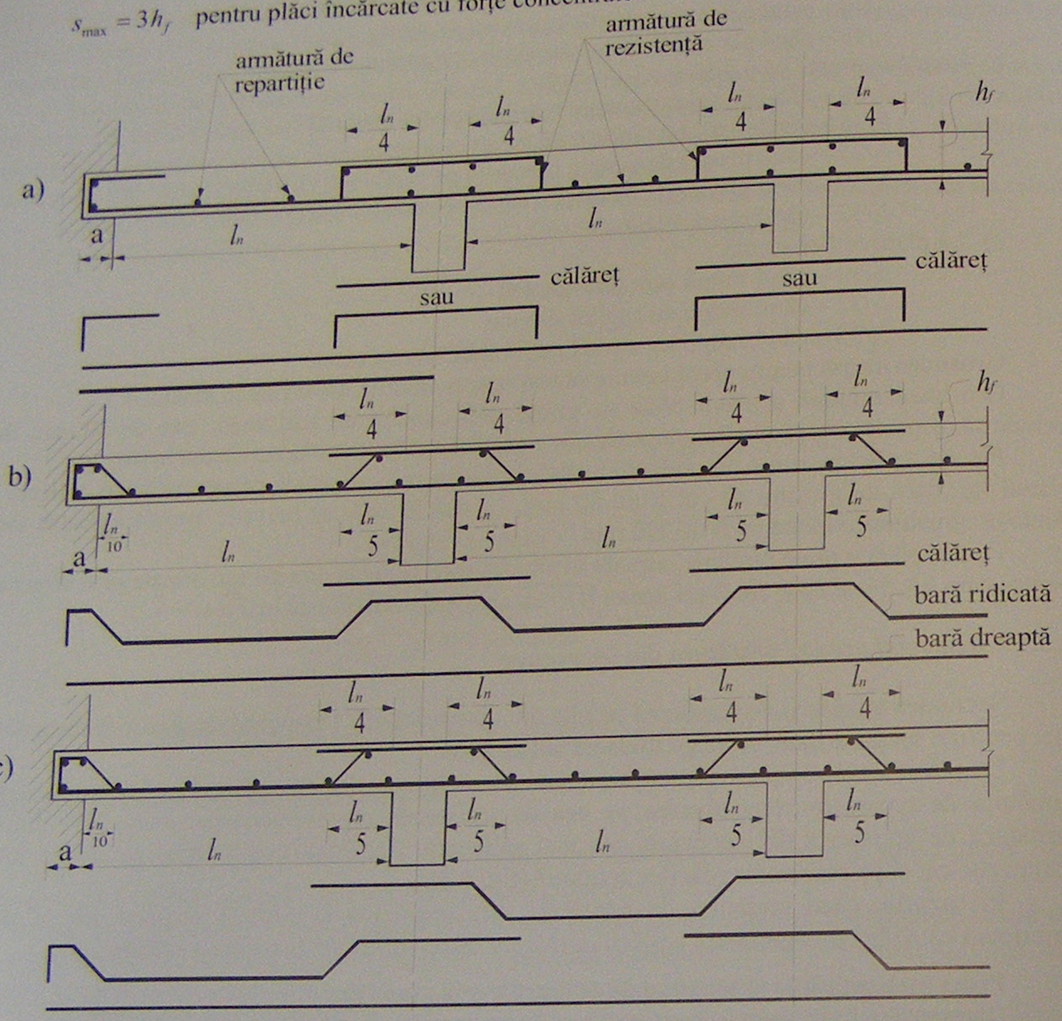


Figura 5.22 Procedee de armare a plăcilor continue cu armătură de rezistență pe o direcție folosind plase legate a) deschideri mici, b), c) deschideri mari

Limitările în mm din relațiile (5.26) și (5.27) sunt din reglementările în vigoare la ora actuală în țara noastră.

Norma europeană EC lasă la latitudinea fiecărei țări aceste limitări, prevăzând însă următoarele valori maxime: 400 mm pentru armătura de rezistență (250 mm la forțe concentrate) și 450 mm la armătura de repartiție (400 la forțe concentrate). Numărul maxim de bare în câmp și pe reazeme este de 12 bare / metru.

Întreruperea armăturilor de rezistență se va face în conformitate cu reglementările de la grinzi, înlocuind în figura 5.43 pe a_l cu d (adică $a_l = d$).

Armarea plăcilor din beton armat depinde în principal de următorii parametri:

- modul și caracterul acțiunilor (directe sau indirecte);
- dimensiunile geometrice ale plăcii;
- condițiile de rezemare;
- tipul armăturii utilizate (plase legate sau sudate).

Câteva procedee de armare a plăcilor monolite continue, folosind bare independente asociate în *plase legate*, sunt prezentate în figura 5.22.

La plăcile dreptunghiulare cu $l_2/l_1 > 2$ armătura de rezistență se dispune după deschiderea de calcul a plăcii (paralel cu latura mică l_1) în zonele întinse conform diagramei momentului încovoietor.

Plăcile sunt armate de obicei ca în figura 5.22a, adică armătura de rezistență este alcătuită dintr-o plasă legată așezată continuu la partea inferioară a plăcii și plase legate izolate alcătuite din călăreți dispuse deasupra reazemelor.

Plăcile mari pot fi armate ca în variantele din figura 5.22b și 5.22c. Cel puțin jumătate din aria secțiunii armăturii întinse din zona momentelor pozitive și minimum 3 bare pe metru, se continuă dincolo de marginea reazemului, respectând recomandările din figura 5.23.

Armătura de la partea inferioară care nu se prelungește dincolo de reazem se poate ridica și folosi la preluarea momentelor încovoietoare de pe reazem (fig. 5.23).

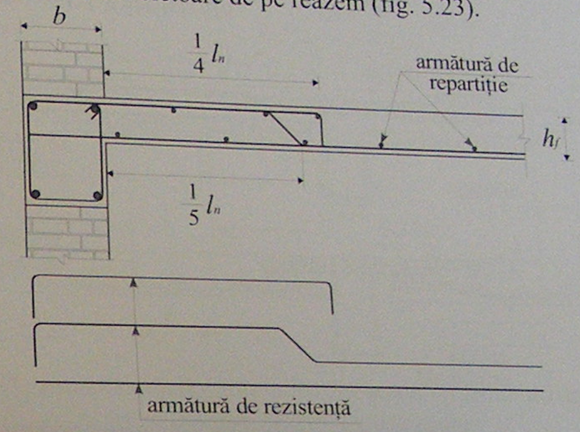


Figura 5.23 Armarea plăcii rezemată pe centură din beton armat

Dacă nu se face un calcul special, conform figurii 5.22 ridicarea armăturilor se face la $l_n/5$ (l_n – fiind distanța dintre fețele opuse ale celor două reazeme consecutive, numită și lumină). În cazul plăcilor continue cu deschideri egale (în aceeași situație se încadrează și cazul când deschiderile nu diferă între ele cu mai mult de 20%) armăturile ridicate într-o deschidere pătrund în deschiderea vecină cu cel puțin $l_n/4$, unde se pot termina drept sau cu o îndoitură la 90° (fig. 5.22).

Dacă armătura ridicată pe reazeme nu este suficientă pentru preluarea momentului negativ, aceasta se completează cu călăreți care pătrund în câmpurile adiacente , de fiecare parte a fețelor reazemului cu l_n /4. Călărețiii se termină drept sau se pot termina cu picioruşe de rezemare (fig. 5.22). În cazul plăcilor continue cu deschideri inegale, locul de oprire a barelor ridicate sau a călăreților se calculează în funcție de lumina cea mai mare aferentă reazemului respectiv.

La reazemele marginale ale plăcilor *simplu rezemate* se recomandă ca ridicarea armăturii de rezistență să se facă la $l_n/10$ (fig. 5.22). Simplă rezemare se consideră atunci când placa nu face corp comun cu grinda sau centura pe care reazemă sau dacă reazemă direct pe zidărie (fără intermediul unei centuri) precum și atunci când grosimea peretelui este mai mică decât 250 mm sau lățimea pe care reazemă placa (dimensiunea a din fig. 5.22) este mai mică decât $1{,}5h_f$.

Atunci când placa este *încastrată elastic* în reazemul marginal, adică face corp comun cu grinda sau centura marginală, sau pătrunde în zidărie pe o lățime de cel puțin $2h_f$, modul de așezare a armăturii de rezistență pe reazemul marginal va fi același cu cel de pe reazemele intermediare.

În cazul când la reazemele marginale există posibilitatea realizării unei încastrări elastice, de care nu s-a ținut seama în calculul solicitărilor, se va prevedea o armătură la partea superioară a reazemului de cel puțin 0,25 din armătura din câmpul adiacent.

La dimensionarea plăcilor încastrate în zidărie, efectele defavorabile ale momentelor de încastrare perfectă se iau în proporție de 100%, iar efectele favorabile în proporție de 50%.

La plăcile armate pe o direcție se prevăd armături transversale secundare reprezentând cel puțin 20% din armăturile de rezistență. În vecinătatea reazemelor nu sunt necesare armături transversale pe barele de rezistență superioare dacă nu există un moment încovoietor transversal.

La plăcile cu armătura de rezistență pe o direcție, se prevede peste reazemele paralele cu armătura de rezistență din placă, o armare suplimentară alcătuită din călărești așezați perpendicular pe armătura de rezistență din placă (fig. 5.24). Secțiunea călăreților va reprezenta cel puțin $7\phi 6$ mm/m pentru bare profilate sau $5\phi 8$ mm/m pentru bare netede. Călărții vor pătrunde în placă de fiecare parte a reazemului pe o lungime de ¼ din deschiderea de calcul a plăcii (latura scurtă). Reazemul deasupra căruia se așează armătura suplimentară poate fi o grindă principală (ca în figura 5.24), un perete de zidărie sau din beton armat (diafragmă). În cazul când plăcile sunt solicitate de încărcări temporare sau mai mari decât 10 kN/m^2, se recomandă ca aria armăturii suplimentare a călăreților să fie verificată și prin calcul.

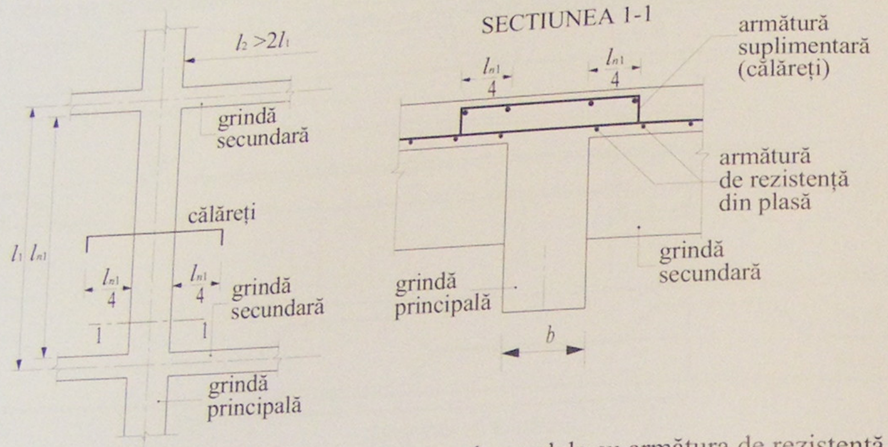


Figura 5.24 Armarea suplimentară a plăcii pe reazemele paralele cu armătura de rezistență dispusă pe o direcție

Armarea cu *plase sudate* se face utilizând sortimentele catalogate sau plase alcătuite în conformitate cu anexa XIV.

Modul de armare a plăcilor monolite cu armătura de rezistență pe o direcție este prezentat în figura 5.25. Se utilizează plase plane (fig. 5.25 a…c) sau în rulouri (fig. 5.25 d). Cel puțin 1/2 din aria secțiunii armăturii aferentă momentului încovoietor maxim din câmp se prelungește peste reazeme.

Deasupra reazemelor intermediare, plasele plane pătrund în placă de fiecare parte a reazemului cu 1/4 din lumina cea mai mare aferentă reazemului respectiv (fig. 5.25 a). Când aria armăturii este mai mare se pot utiliza, pe reazeme sau / și câmp, două rânduri de plase plane de aceeași lățime așezate decalat (fig. 5.25 b) sau cu lățimi diferite așezate suprapus (fig. 5.25 c). La utilizarea plaselor în rulouri, acestea se ridică pe reazemele intermediare la 1/4 din lumină, acolo unde se întrerupe și eventuala armătură suplimentară necesară câmpului marginal (fig. 5.25 d).

Dacă există posibilitatea unei încastrări parțiale a plăcii în reazemele marginale, de care nu s-a ținut seama în calcul, se prevede o plasă suplimentară care pătrunde în deschidere pe o lungime de 0,20 l_n măsurată de la marginea reazemului (fig. 5.25 a). Armătura perpendiculară pe reazem, din această plasă, va reprezenta un procent de armare de 0,13%, recomandându-se să nu fie mai mică de $6\phi 5,6$ mm/m. Ancorarea acestor plase se face prin dispunerea unei bare transversale dincolo de reazemul teoretic.

În cazul unei încastrări de un grad mai ridicat, ancorarea plaselor se face pe 1,5 ochi de plasă, capătul acesteia putându-se îndoi în jos la 90° (fig. 5.25). Diametrul barelor transversale dispuse dincolo de reazemul teoretic trebuie să fie minim jumătate din diametrul barelor longitudinale de rezistență.

La planșeele cu grinzi principale și secundare (la care armătura de rezistență din placă este de obicei paralelă cu grinzile principale) se așează peste grinzile principale plase sudate cu o armătură minimă 5ϕ/150 mm, în condițiile prevăzute la plasele legate (vezi fig. 5.24).

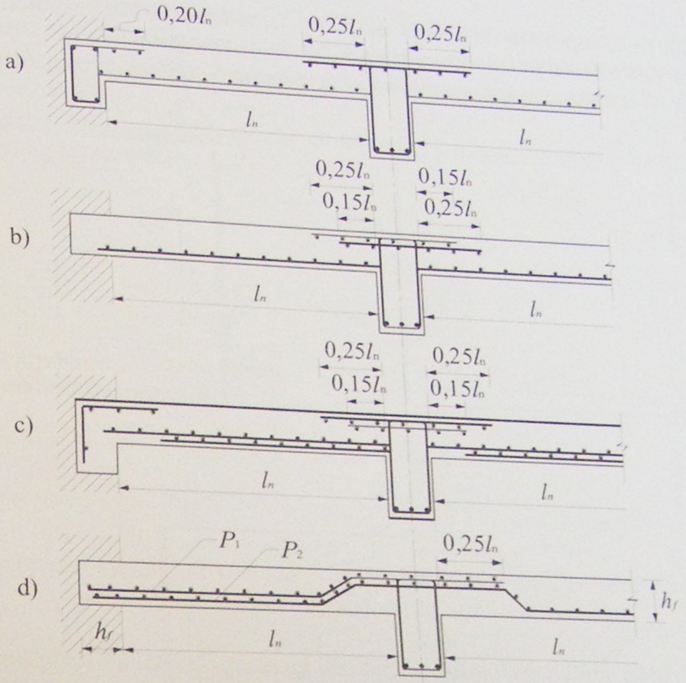


Figura 5.25 Armarea plăcilor monolite din beton cu armătură de rezistență pe o direcție folosind plase sudate

La **plăci dreptunghiulare** cu $l_2 / l_1 < 2$ (l_2 – fiind latura mai mare a panoului) în câmp, armătura paralelă cu latura mică a plăcii (l_1) se așează mai aproape de partea inferioară a plăcii. La plăcile încastrate pe contur (plăci continue) cel puțin 1/2 din aria armăturii din câmp, dar cel puțin 3 bare pe metru, pe fiecare direcție, se prelungesc dincolo de reazem, ancorându-se (dacă se întrerup) conform prescripțiilor din acest capitol. Restul barelor se ridică pe ambele direcții după un calcul aferent sau la distanța de 1/5 din lungimea măsurată după deschiderea mică (fig. 5.26). Barele ridicate se pot întrerupe în câmpul alăturat la 1/4 din lumina măsurată după deschiderea mică.

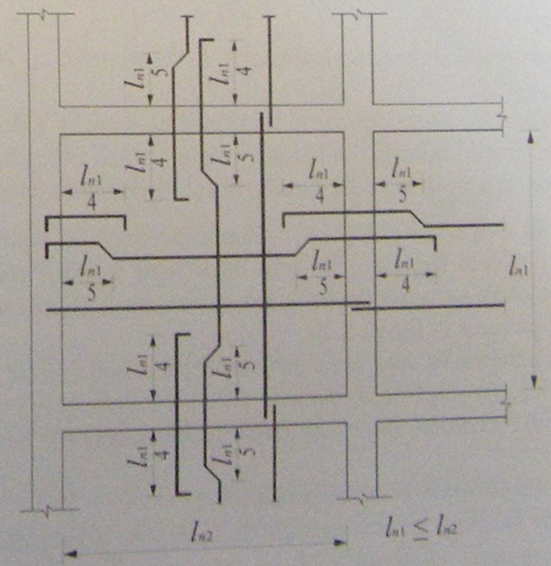


Figura 5.26 Așezarea armăturii de rezistență pe două direcții sub formă de bare independente asociate in plase legate

La plăcile cu o suprafață mai mare de 15 m^2, armătura din câmp dimensionată la moment maxim pe fiecare direcție se poate reduce cu 50% în fâșiile marginale.
Lățimea fâșiilor se stabilește în funcție de modul de rezemare conform precizărilor din figura 5.27.

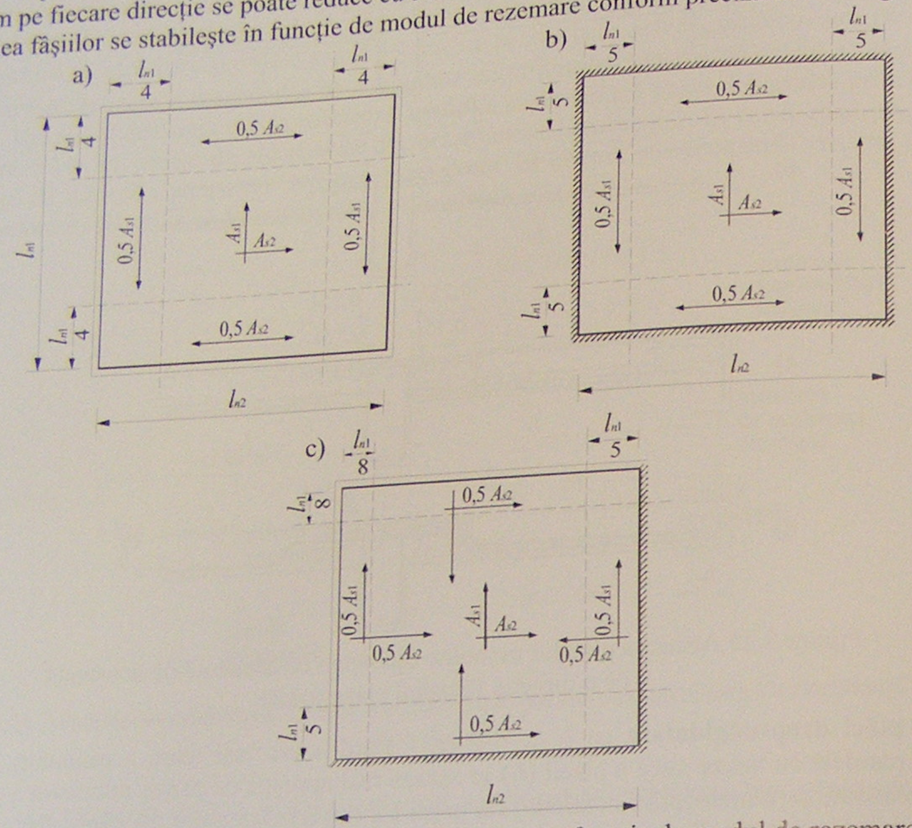


Figura 5.27 Fâșii marginale la plăci armate cruciș în funcție de modul de rezemare

La plăcile mărginite pe tot conturul de grinzi cu care fac corp comun, se pot reduce momentele încovoietoare sau aria secțiunii de armătură, după cum urmează:

- în toate câmpurile intermediare și pe reazemele intermediare începând cu al treilea de la margine, cu 20%;
- în deschiderea marginală și pe al doilea reazem de la margine cu 20%, dacă $l_2/l_1 < 1{,}5$ și cu 10% dacă $1{,}5 < l_2/l_1 < 2$.

Armătura pe reazem se așează uniform distribuit pe laturile plăcii și se poate reduce cu 50% în fâșiile de margine. Barele ridicate din câmp se completează fie cu barele ridicate din câmpul alăturat, fie cu călărești care se opresc la ¼ din lumina deschiderii mici a plăcii (fig. 5.26).

Armarea zonelor de colț se face la plăcile simplu rezemate pe contur, ale căror colțuri sunt împiedecate a se ridica (fie prin ancorare, fie prin încărcarea fiecărui colț cu cel puțin 1/16 din încărcarea totală a plăcii). Aria secțiunii de armătură se consideră egală cu cea maximă din câmp, iar modul de așezare este precizat în figura 5.28.

Ținând seama de solicitările ce apar în colțuri, armătura rațională este cea oblică, care necesită însă o manoperă mai mare. În practică se preferă utilizarea unor plase ortogonale, mai ușor de executat deși consumul de material este mai mare (aproximativ de trei ori) față de varianta precedentă.

Dacă se utilizează **plase sudate** la armarea plăcii:

- așezarea armăturii în câmp se face ținându-se seama de posibilitatea reducerii cu 50% pe fâșiile marginale definite în figura 5.27. În acest scop în zona centrală a plăcii se așează plase suplimentare într-una sau mai multe bucăți cum se arată în figura 5.29. Înnădirea

plaselor se face conform figurilor 5.17 și 5.18. Peste secțiunea în care armăturile plaselor suplimentare (pe rândul 2) nu mai sunt necesare din calcul, acestea se ancorează astfel:

- la reazeme încastrate, cu 15 d sau cel puțin cu 200 mm, din secțiunea 0,2 l_1 măsurată de la marginea reazemului;
- la reazemele simple, cu 30 d respectiv cu un ochi de plasă, din secțiunea 0,125 l_1 măsurată de la marginea reazemului.

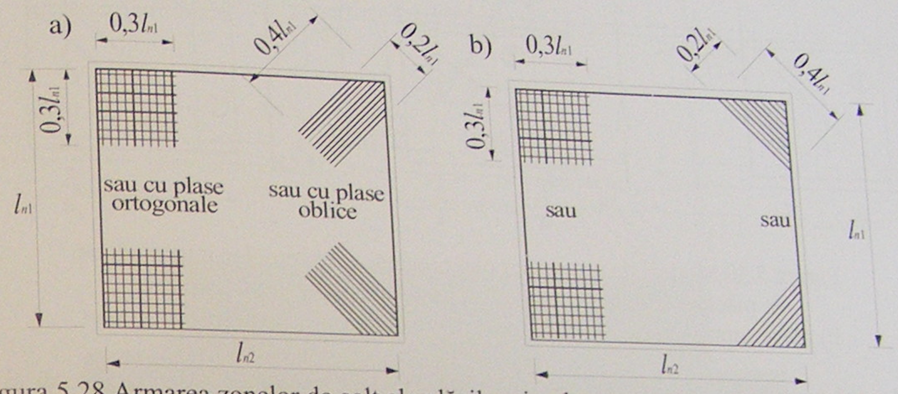


Figura 5.28 Armarea zonelor de colț ale plăcilor simplu rezemate pe contur având colțurile ancorate: a) armare superioară; b) armare inferioară

Ca și în cazul plaselor legate, armătura din fâșiile marginale trebuie să satisfacă condițiile de procent minim de armare, diametre minime și distanțe maxime dintre bare.

Armarea **pe reazeme** cu plase sudate se face utilizându-se o singură plasă, plase suprapuse de lățimi diferite sau plase suprapuse de aceeași lățime montate decalat (fig. 5.30).

Armătura se așează uniform pe reazeme, lățimea plaselor și modulul de suprapunere se determină din condiția ca plasele din primul rând să pătrundă în câmpul adiacent cu $0{,}25l_{min}$, iar cele suprapuse cu $0{,}15l_{min}$ întocmai ca și la armarea pe reazeme pe o direcție cu plase sudate (vezi fig. 5.25). Pe fâșiile de margine, armătura de pe reazeme se poate reduce cu 50%.

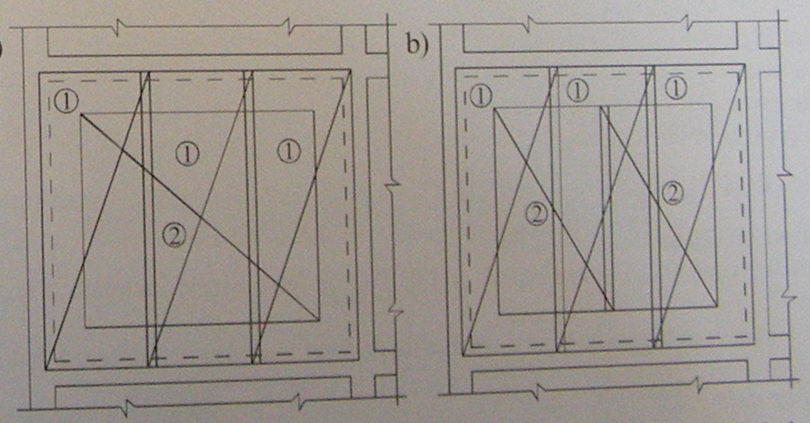


Figura 5.29 Moduri de armare în câmp a plăcilor armate pe două direcții folosind plase sudate suprapuse: a) plasă suplimentară dintr-o bucată;
b) plasă suplimentară din două (sau mai multe) bucăți.

Armarea **zonelor de colț** a plăcilor simplu rezemate se face conform precizărilor de la plasele legate, utilizându-se plase sudate ortogonale, așezate la partea inferioară și superioară a colțurilor la dimensiunilor arătate în figura 5.28.

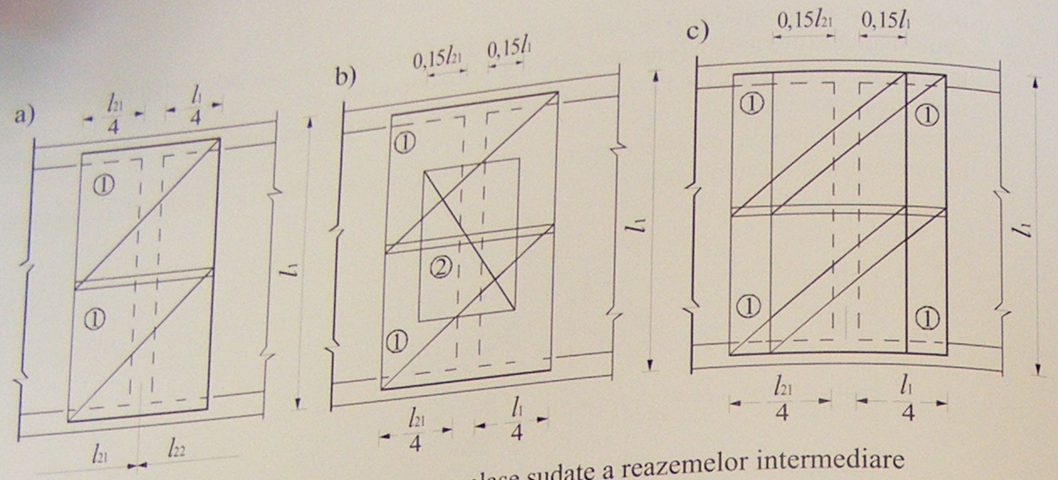


Figura 5.30 Moduri de armare cu plase sudate a reazemelor intermediare ale plăcilor armate pe două direcții: a) un singur rând de plase; b) plase suprapuse de lățimi diferite; c) plase suprapuse montate decalat

În lungul **marginilor libere** (fără reazeme) atât la plăci armate cu plase legate cât și la cele sudate), placa va conține armătură longitudinală și transversală suplimentară conform figurii 5.31. Armăturile proprii ale plăcii pot juca rolul de armături ale marginii.

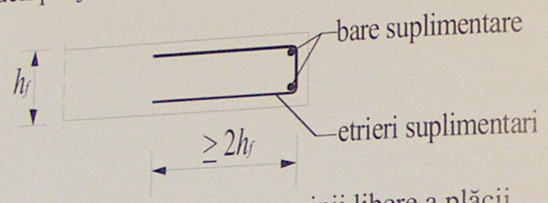


Figura 5.31 Armarea marginii libere a plăcii

5.2.1.3 *Dispoziții privind armarea la forță tăietoare*

O placă în care se prevede armătură la forță tăietoare va avea grosimea de cel puțin 200 mm.

Pentru dispunerea armăturii la forța tăietoare se vor aplica regulile de la grinzi, cu excepția modificărilor prezentate în cele ce urmează. Unde este necesară armătură la forfecare, aceasta nu va fi mai mică decât 60% din valorile minime prevăzute la pct. 5.2.2.3 pentru grinzi.

În plăci, dacă $|V_{Ed}| \le \frac{1}{3} V_{Rd,\max}$ (vezi cap.3), armătura la forfecare este constituită în întregime din bare ridicate ori din ansambluri de forfecare.

Distanța maximă (s_{max}) dintre etrieri este $0{,}75d$, iar între barele înclinate d (s_{max} se măsoară după axa plăcii).

Distanța transversală maximă între armăturile de forță tăietoare se limitează la $1{,}5d$.

5.2.1.4 *Plăci tip dală*

- Armătura de rezistență pentru preluarea momentelor încovoietoare

În zona stâlpilor intermediari, 0,5 A_{sl} din armătura rezultată în urma dimensionării la momentul negativ se va repartiza pe o lățime egală cu suma a 0,125 ori lățimea panoului de dală de o parte și de alta a stâlpului; A_{sl} reprezintă aria secțiunii armăturilor necesare pentru a prelua momentul negativ total care acționează pe suma a două jumătăți de panouri adiacente stâlpului.

La partea inferioară a dalei se vor prevedea cel puțin două bare după cele două direcții principale, ortogonale (5.32).

În zona stâlpilor marginali și de colț armătura de rezistență se va amplasa pe lățimea activă b_e conform figurii 5.32b, unde y reprezintă distanța de la marginea dalei la fața stâlpului interioară dalei. Putem avea situația $y > c_y$ pentru stâlpii de margine sau $z > c_z$ și $y > c_y$ pentru stâlpii de colț.

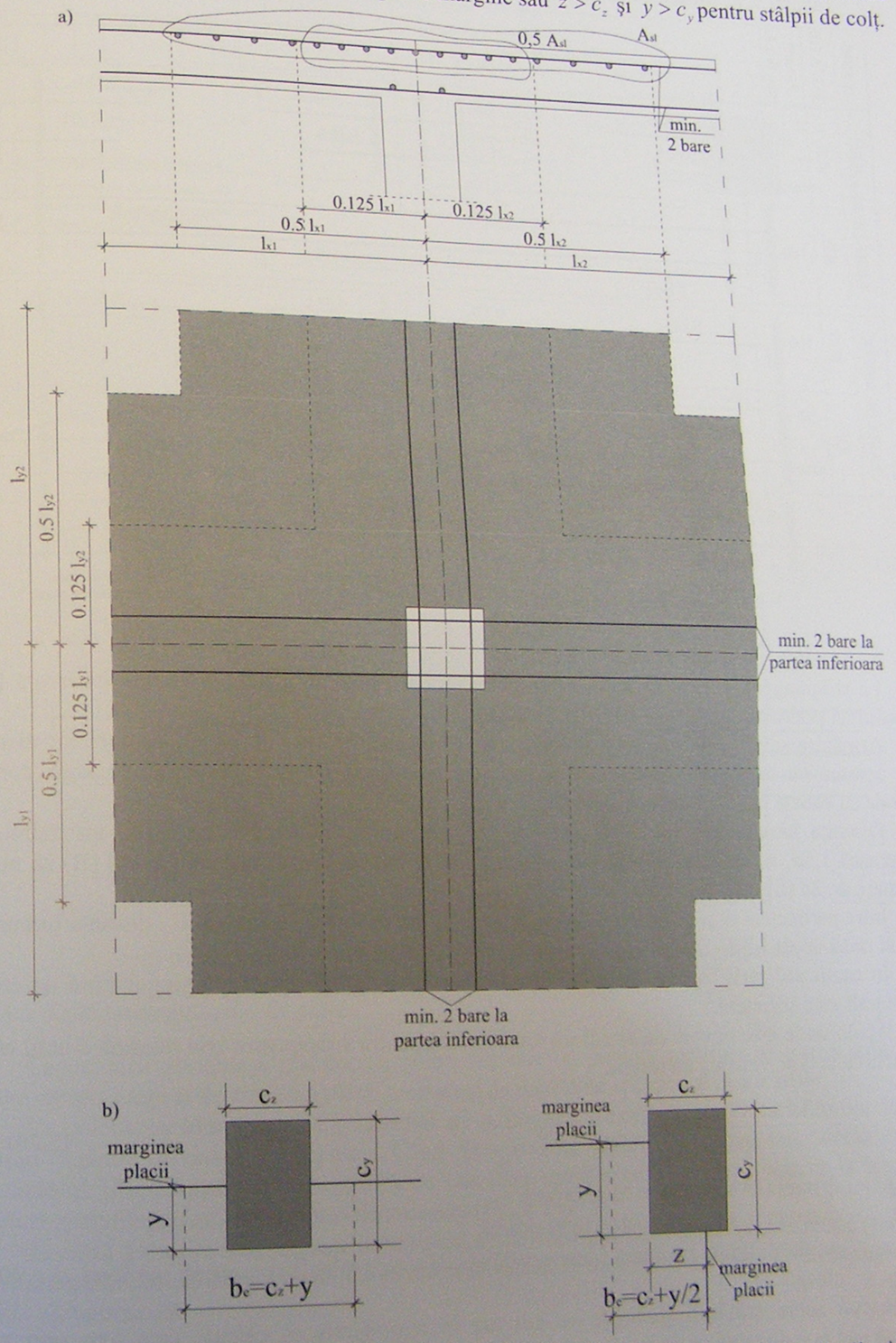
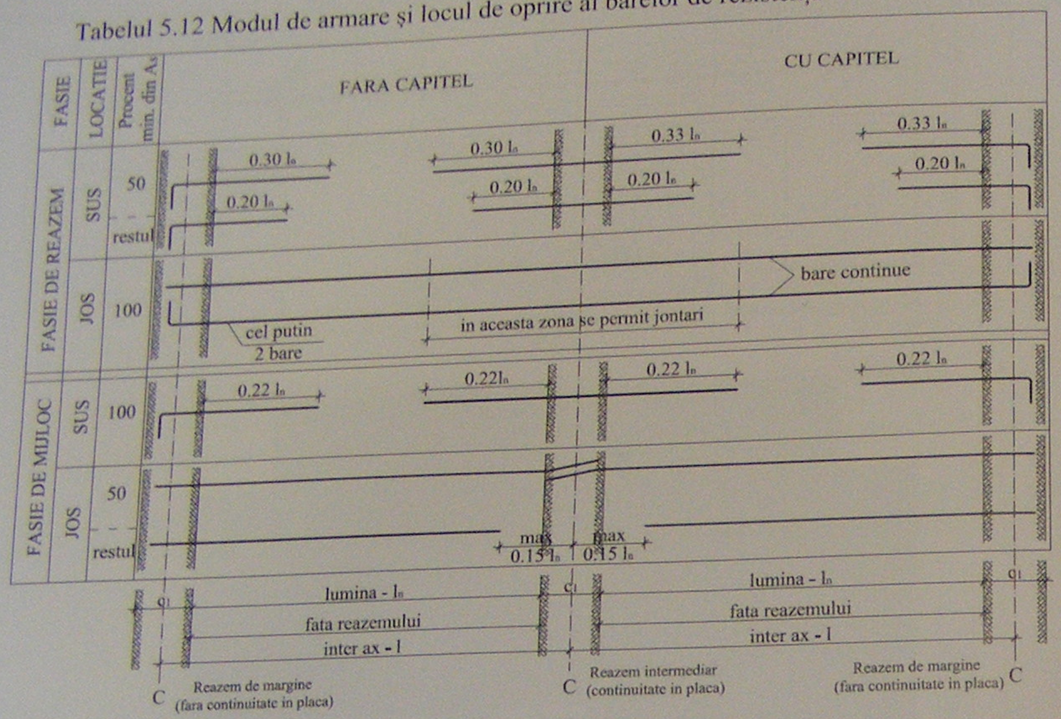


Figura 5.32 a) Armătura de rezistență pentru preluarea momentelor încovoietoare la plăcile tip dală; b) Lățimea activă, b_e, a unui planșeu dală

Modul de armare și locul de oprire al barelor de rezistență după [1] se prezintă în tabelul 5.12.

Tabelul 5.12 Modul de armare și locul de oprire al barelor de rezistență

FASIE	LOCATIE	Procent min. din A_s	FARA CAPITEL	CU CAPITEL
FASIE DE REAZEM	SUS	50	0.30 l_n	0.30 l_n
			0.20 l_n	0.20 l_n
		restul		
	JOS	100	bare continue	
			cel putin 2 bare	in aceasta zona se permit jontari
FASIE DE MUJLOC	SUS	100	0.22 l_n	0.22 l_n
	JOS	50		
		restul		



- Armătura necesară din străpungere

La străpungere se poate lua în considerare numai armătura situată între aria încărcată (aria stâlpului) și perimetrul de control A (fig. 5.33a,b).

Armătura sub formă de etrieri se va așeza perimetral, pe cel puțin două rânduri, iar distanța între acestea nu trebuie să depășească $0{,}75d$ (fig. 5.33a), la fel în cazul utilizării unor dornuri speciale cu capete în formă de ancoraje (fig. 5.33b).

Distanța între etrieri măsurată în jurul perimetrului de bază de control (A) nu trebuie să depășească $1{,}5d$, iar în jurul perimetrului până unde se așează armătură transversală (B) să nu fie mai mare de $2d$ (fig. 5.33b).

Între perimetrul B și perimetrul de unde nu mai este nevoie de armătura C , distanța trebuie să fie mai mică decât $1{,}5d$.

În cazul utilizării barelor înclinate dispuse conform figurii 5.33c). un singur rând de etrieri perimetrali este suficient.

Acolo unde este nevoie de armătură transversală pentru străpungere aria minimă a unui etrier (sau echivalent) se verifică cu relația:

$$\frac{1{,}5\sin\alpha+\cos\alpha}{s_r\cdot s_t}A_{sw,\min}\geq 0{,}08\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \qquad (5.28)$$

unde: s_r – distanța în sens radial între etrieri;

s_t – distanța în sens tangențial între etrieri;

α – unghiul dintre armătura transversală și cea longitudinală (pt. etrieri verticali $\alpha=90^\circ$ și $\sin\alpha=1$).

Numai acele armături înclinate se pot lua în considerare în calcule care trec prin zona încărcată sau la o distanță ce nu va depăși $0{,}25\,d$ de la periferia acestei zone (fig. 5.33c).

Distanța între fața interioară a reazemului și armătura înclinată cea mai apropiată luată în considerare conform calculului, nu va depăși $0{,}5\,d$ (această distanță se va considera de la nivelul

armăturii întinse). Dacă barele ridicate sunt prevăzute numai într-un singur plan, înclinarea lor se poate reduce la 30°.

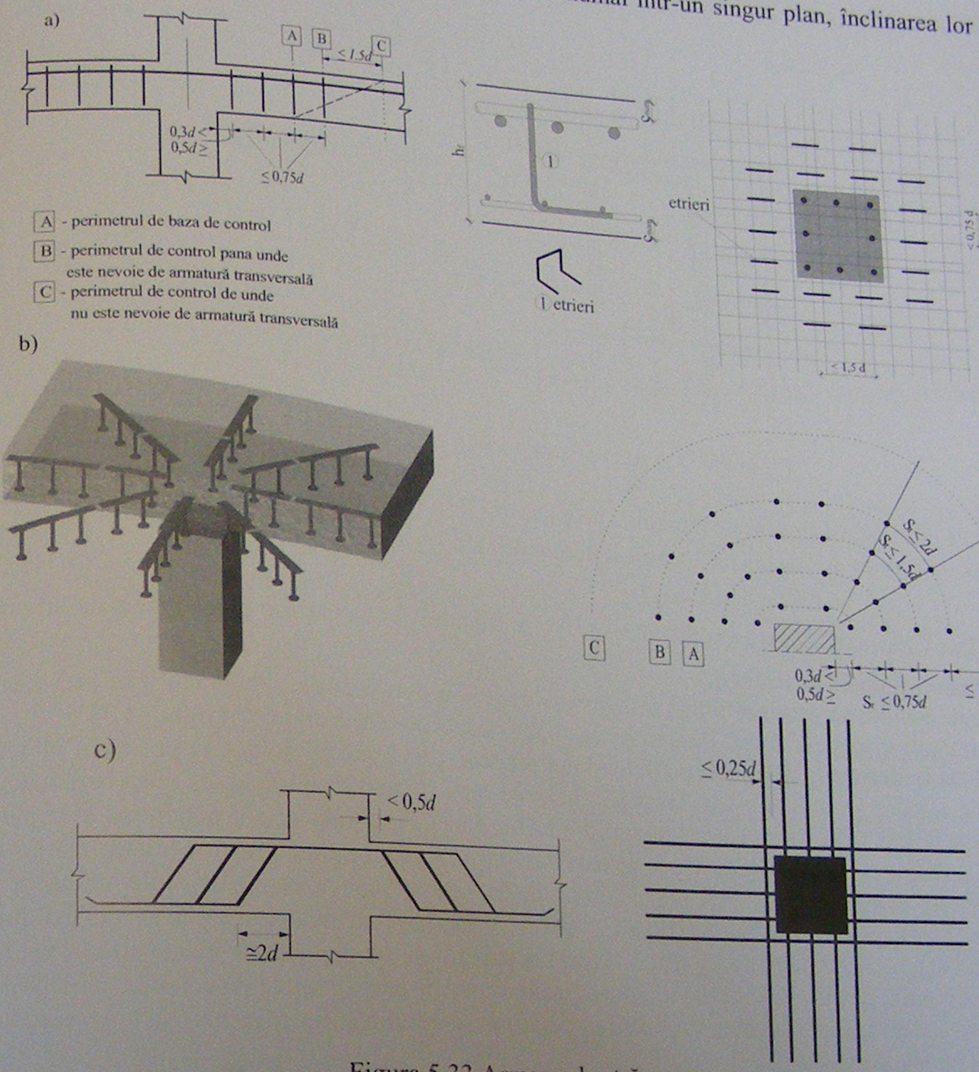


Figura 5.33 Armarea la străpungere:
a) poziția etrierilor, b) poziția dornurilor, c) poziția barelor ridicate

5.2.1.5 *Realizarea golurilor în plăci*

Capacitatea portanta a plăcilor cu goluri depinde de poziția, mărimea și forma golului, de modul de rezemare și de armare a plăcii precum și de modul de aplicare al încărcărilor.

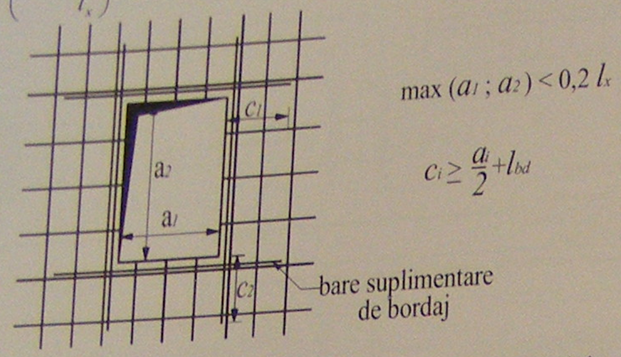
La plăcile cu **armatura de rezistență pe o singură direcție**, așezarea armăturilor în jurul golului depinde de mărimea acestuia. Când dimensiunile golului sunt mai mici decât 1/5 din deschiderea plăcii, armătura echivalentă cu cea care intersectează golul se așează la marginile acestuia prelungindu-se cu lungimea de ancorare (fig. 5.34).

În cazul golurilor mari așezate la mijlocul deschiderii plăcilor armate pe o direcție (fig. 5.34) armătura pe deschiderea de calcul (l_x) se dimensionează la un moment încovoietor majorat dat de relația aproximativă:

$$m_x=\left[0{,}125+0{,}19\frac{a}{l_x}\left(\frac{2b}{l_x}\right)^2\right]q\,l_x^2 \qquad (5.29)$$

şi se aşează de o parte şi de alta a golului pe o lăţime:

$$b_m = \left(0{,}8 - \frac{b}{l_x}\right) l_x \qquad (5.30)$$



$$\max(a_1 ; a_2) < 0{,}2\, l_x$$

$$c_i \geq \frac{a_i}{2} + l_{bd}$$

Figura 5.34 Aşezarea armăturii în jurul golurilor mici

Pe direcţia armăturilor de repartiţie, de o parte şi de alta a golului – atunci când $b/a \geq 0{,}5$ – se aşează o armătură dimensionată la momentul încovoietor:

$$m_y = 0{,}125\, q\, a\,(a + 2b_m) \qquad (5.31)$$

Dacă $b/a < 0{,}5$, momentul de margine m_y se calculează ca pentru o placă rezemată articulat pe trei laturi si liberă pe latura ***a***.

Marginile golului se armează prin îndoirea barelor (sau a plaselor) din câmp sau prin prevederea unor armături speciale în formă de agrafe (fig. 5.35a) respectând cele arătate în figura 5.31.

Plăcile dreptunghiulare armate pe doua direcţii, prevăzute cu goluri, se pot trata, în cazul golurilor mici ca şi în figura 5.34, iar pentru golurile mari în mod simplificat, ca plăci rezemate pe trei laturi (fig. 5.35b). La o alegere raţionala a condiţiilor de margine se pot determina solicitările cele mai defavorabile în scopul dimensionării armăturii. Armăturile suplimentare, care mărginesc golurile, se dispun pe lungimea deschiderilor de la reazem la reazem. Marginile golurilor se armează longitudinal, la partea inferioară şi cea superioară, realizându-se grinzi având înălţimea egală sau mai mare decât grosimea plăcii. Armătura superioara are menirea de-a acoperi eventualele incompatibilităţi ce nu pot fi evitate la utilizarea unor metode aproximative de calcul a solicitărilor. Armatură inferioară pe direcţia solicitărilor maxime se continuă pe reazeme fără a se reduce secţiunea transversală.

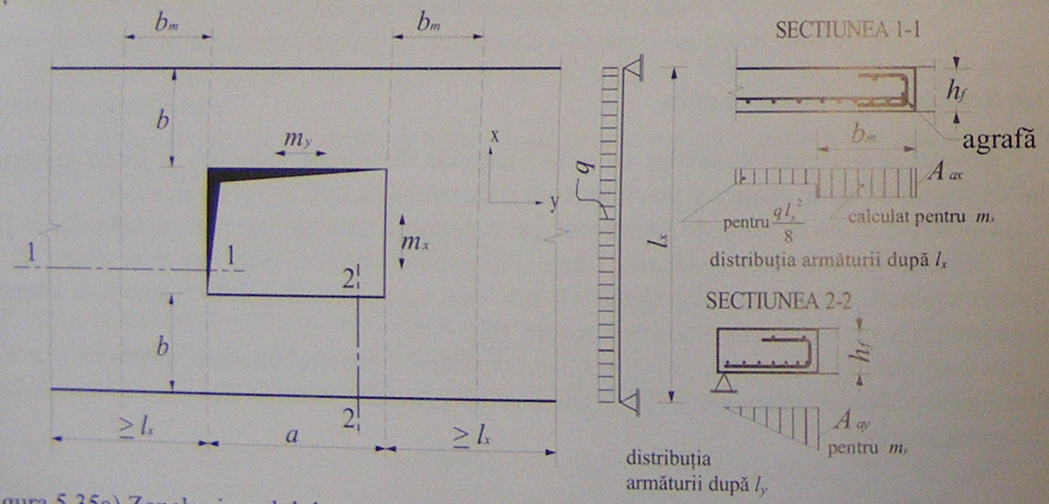


Figura 5.35a) Zonele şi modul de armare a plăcilor în vecinătatea golurilor mari la o placă armată pe o singură direcţie;

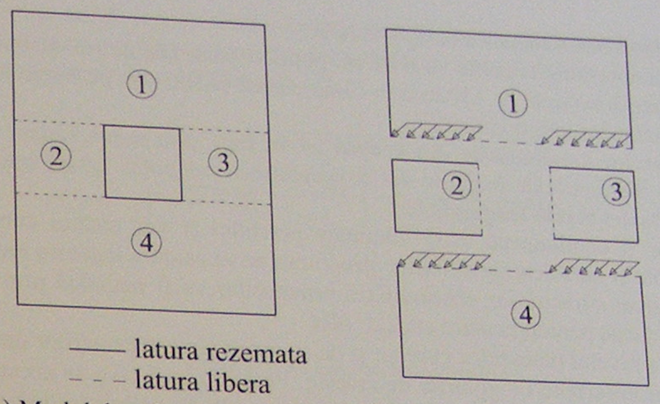


Figura 5.35b) Modul de calcul la o placă armată pe două direcţii prevăzut cu un gol mare

5.2.1.6 *Armarea plăcilor frânte (rampa scării şi podestul)*

În figura 5.36 se prezintă armarea unei rampe şi a podestului la o scară. Dacă podestul este mai lat se poate prevedea grinzi de vang la partea superioară şi inferioară a rampei.

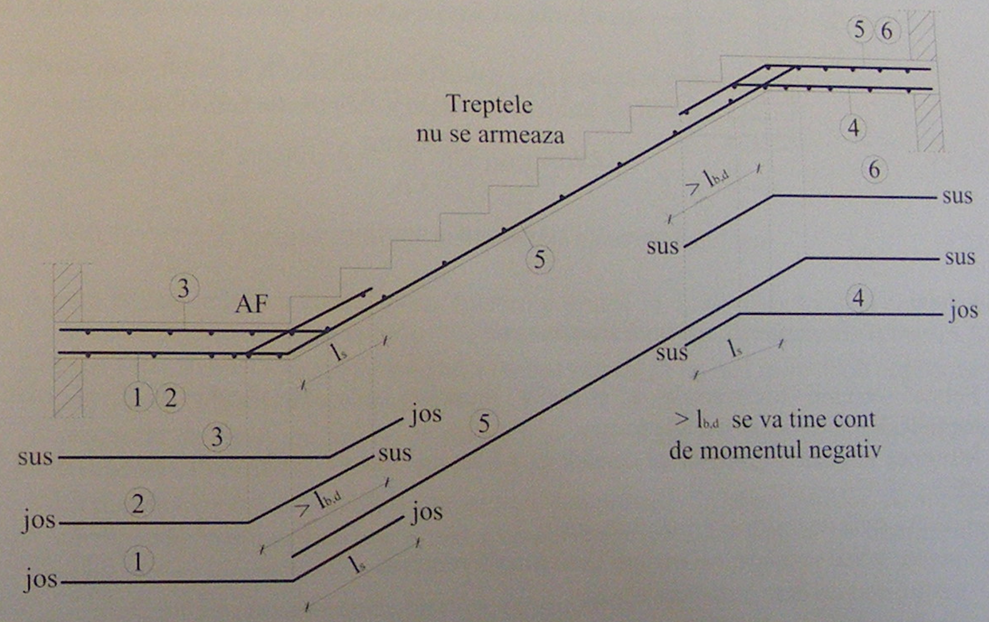


Figura 5.36 Armarea rampei şi podestului la o scară

5.2.1.7 *Centuri*

Se recomandă ca planşeele din beton armat care reazemă pe zidării marginale la clădiri situate în zone seismice sau amplasate pe argile contractile să fie prevăzute cu centuri de beton armat (fig. 5.37) având aria secţiunii transversale cel puţin 50.000 mm^2 (250 mm x 200 mm). Lăţimea şi înălţimea secţiunii transversale a centurilor vor respecta şi următoarele condiţii minimale:

- latura mică ≥ 250 mm dar $\geq 2/3$ din grosimea peretelui;
- înălţimea minimă 200 mm;
- procentul minim de armare longitudinală va fi;
- 1% pentru zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}20$ g;

– 0,8% pentru zonele seismice cu $a_g \le 0{,}16$ g.

Diametrul barelor longitudinale va fi de cel puțin 10 mm. Diametrul etrierilor va fi ≥ 6 mm și se dispun la o distanță maximă de 150 mm în câmp curent și 100 mm pe lungimea de înnădire prin suprapunere a armăturilor longitudinale.

Înnădirea barelor longitudinale din centuri se va face prin suprapunere, fără cârlige, pe o lungime $l_0 \ge 60\,d$. Secțiunile de înnădire vor fi decalate cu cel puțin 1,0 m; într-o secțiune se vor înnădi cel mult 50% din barele longitudinale.

Centurile vor fi continue pe toată lungimea peretelui și vor alcătui contururi închise. La colțurile, intersecțiile și ramificațiile pereților structurali se va asigura legătura monolită a centurilor amplasate pe cele două direcții, iar continuitatea armăturilor va fi realizată prin ancorarea barelor longitudinale în centurile perpendiculare cu $l_{bd} \ge 60d$.

Centurile de la nivelul planșeelor curente și de acoperiș ale construcțiilor din zone seismice cu $a_g \ge 0{,}20$ g nu vor fi întrerupte de golurile de zidărie. Pentru $a_g \le 0{,}16$ g se acceptă întreruperea în dreptul casei scărilor sau a lucarnelor cu condiția să se prevadă doi stâlpișori de beton armat monolit la marginea golurilor.

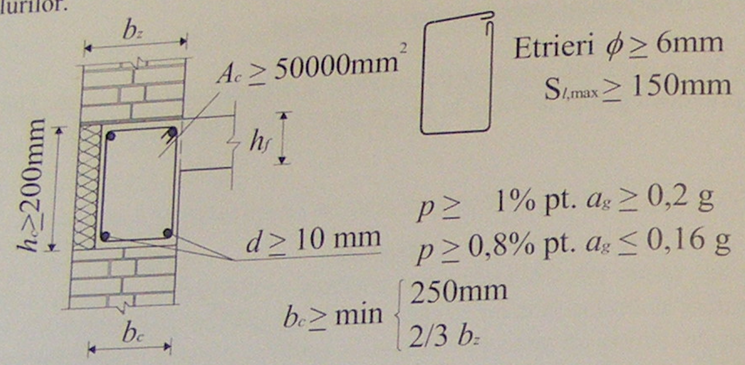


Figura 5.37 Armarea centurilor

5.2.2 Grinzi

5.2.2.1 *Forma și dimensiunile secțiunii transversale*

Forma secțiunii transversale a grinzilor monolite este de regulă în T și mai rar dreptunghiulară, trapezoidală sau alte forme.

Înălțimea minimă a grinzilor se consideră o fracțiune din deschiderea de calcul l, după cum urmează:

- pentru rigle de cadru și grinzi principale ..... $l/15$
- pentru grinzi secundare și nervuri dese simplu rezemate..... $l/20$
- pentru nervuri dese încastrate elastic ..... $l/25$
- pentru nervuri la planșee casetate simplu rezemate pe contur..... $l/30$
- pentru nervuri la planșee casetate cu continuitate pe cel puțin o latură ..... $l/35$

Înălțimea aleasă pentru grindă trebuie să respecte și valorile indicate în tabelul 4.5.

Raportul dintre înălțimea și lățimea secțiunii transversale va fi mai mic decât 4, dar se recomandă următoarele valori: $h/b = 1{,}5\ldots3$ pentru grinzile cu secțiunea dreptunghiulară și $h/b = 2\ldots3$ pentru cele cu secțiunea în T.

Dacă stabilitatea laterală a grinzilor este asigurată (ca de exemplu la planșeele casetate), se pot adopta și rapoarte mai mari. Grinzile solicitate la încovoiere cu torsiune, când momentul de torsiune este cel puțin 1/3 din momentul de încovoiere, se recomandă să aibă raportul $h/b \le 2$.

Lățimea secțiunii transversale de beton b trebuie să respecte și prevederile de la punctul 6.2.1, adică dimensiunea minimă pentru rezistența la foc. Lățimea minimă a grinzilor va fi cel puțin 200 mm. La grinzile monolite dimensiunile secțiunii transversale se stabilesc de regulă multiplu de 50 mm.

Grinzile monolite au, de regulă, secțiunea transversală constantă pe deschidere. La solicitări și deschideri mari grinzile se pot îngroșa pe reazeme sub forma unor vute (fig. 5.38). Panta maximă a vutelor ce se ia în considerare în calcul este de 1/3.

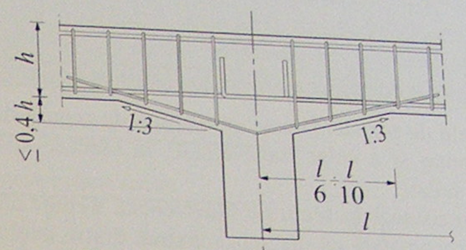


Figura 5.38 Geometria vutelor

În funcție de raportul dintre deschiderea grinzii l și înălțimea h a secțiunii transversale, grinzile se consideră:

- lungi (zvelte), dacă $l/h \ge 8$;
- scurte (scunde), dacă $2 \le l/h < 8$;
- pereți, dacă $l/h < 2$.

5.2.2.2 *Dispoziții constructive privind armarea longitudinală*

Procentele minime și maxime de armare vor respecta următoarele dispoziții:

- secțiunea minimă a armăturii întinse se determină cu relația:

$$A_{s,\min} = 0{,}26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t\, d \ge 0{,}0013 b_t\, d \quad \text{în zonă neseismică} \tag{5.32}$$

$$A_{s,\min} = 0{,}50\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t\, d \quad \text{în zonă seismică indiferent de clasa de ductilitate} \tag{5.33}$$

unde b_t este lățimea medie a zonei întinse (pentru o grindă în T, cu placa în zona comprimată, se consideră numai lățimea inimii).

- suprafața efectivă a secțiunii armăturii întinse trebuie să fie mai mare decât cea necesară din verificarea la fisurare (vezi cap. 4);
- secțiunile de beton cu arii de armătură mai mici decât cea dată de relația (5.32) se vor considera ca nearmate.
- secțiunea maximă a armăturii întinse sau comprimate, în afara zonelor de suprapunere, corespunde înălțimii maxime a zonei comprimate $x = \xi \cdot d$ admisă de normele din țară, unde:

$\xi \le 0{,}25$, pentru zonele plastice ale grinzilor,

$\xi \le \xi_{\lim}$, pentru celelalte cazuri

dar nu va depăși 4% din aria secțiunii de beton ($A_{s,\max} = 0{,}04\,A_c$).

Procentele medii de armare recomandate în cazuri obișnuite de armare (în absența unor considerente deosebite) se situează între 0,8 și 2,0%.

La reazemele marginale ale grinzilor continue, este indicat să se prevadă o cantitate de armătură la partea superioară a grinzii.

Aria armăturii se determină dintr-un moment de încastrare parțială reprezentând cel puțin 15% din momentul încovoietor maxim al câmpului adiacent reazemului respectiv, dar trebuie să fie mai mare decât cea minimă determinată cu relația (5.32).

Așezarea armăturii. Raționalizarea armăturii în sensul reducerii prețului de cost, este influențată în mare parte de operațiile de fasonare și de montaj.

În scopul simplificării acestor operații se recomandă:

- *limitarea numărului diametrelor barelor folosite;*
- *folosirea în cât mai mare măsură a barelor drepte fără cârlige la extremități;*
- *limitarea barelor îndoite ca număr și formă;*
- *alegerea celor mai adecvate sisteme de îmbinare;*
- *folosirea procedeelor mecanizate de debitare, fasonare și asamblare a armăturilor.*

Armătura longitudinală de rezistență este constituită de regulă din bare flexibile asociate, cu ajutorul armăturilor de montaj și a celor transversale, în carcase spațiale legate (cu sârmă) sau sudate sau in carcase plane sudate.

Așezarea barelor de rezistență în secțiune transversală trebuie să respecte distanțele minime precizate la pct. 5.1.2 . Se recomandă ca distanța maximă dintre axele barelor de rezistență să nu depășească 200 mm decât în cazuri justificate.

La reazemele intermediare ale grinzilor continue, (care nu face parte dintr-o structură antiseismică) cantitatea totală de armătură întinsă A_s pentru o secțiune în T, se va repartiza pe lățimea efectivă a tălpii superioare. O parte din aceste armături poate fi concentrată pe lățimea inimii (fig. 5.39). În zone seismice se va respecta prevederile de la punctul 5.2.4.4.

În zona comprimată a secțiunilor din câmp, dacă nu rezultă din calcul armături comprimate, se prevăd minimum două bare de montaj necesare pentru susținerea etrierilor (fig. 5.40).

Când grinzile sunt mai înalte de 700 mm, pe fețele laterale se dispun armături longitudinale constructive la distanța maximă de 400 mm între ele. Aceste armături pot fi prinse la fiecare 2 etrieri cu agrafe având diametrul de 6 mm. Se recomandă ca aria totală a armăturii longitudinale laterale să reprezinte cel puțin procentul minim din aria de beton hașurată (fig. 5.40).

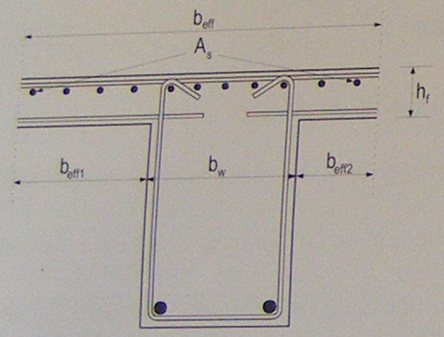


Figura 5.39 Poziționarea armăturii întinse în reazemele intermediare

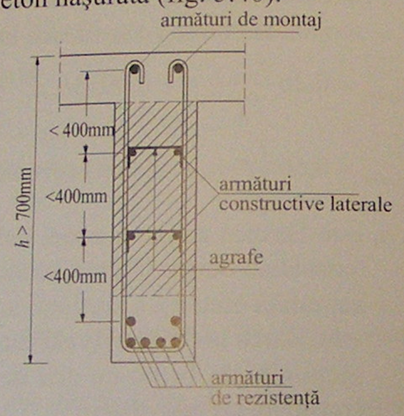


Figura 5.40 Dispunerea barelor constructive

Când grinzile au înălțimea ≥ 1000 mm se respectă prevederile de la punctul 4.2.1 privind armăturile de pe fețele laterale.

Așezarea armăturii în lungul grinzii, depinde mai cu seamă, de alura diagramelor solicitărilor (moment încovoietor sau întinderea în armătură și forță tăietoare), de condițiile de rezemare a grinzii (rezemare simplă, încastrare sau continuitate), de zvelțețea grinzii (raportul l/h) și de tipul armăturii folosite (carcase legate sau sudate).

La grinzile scurte simplu rezemate, solicitate moderat de o încărcare uniform distribuită, armătura longitudinală se prevede constantă pe întreaga lungime. Această armătură poate fi o carcasă spațială legată sau mai multe carcase plane sudate (fig. 5.41a).

La grinzile continue solicitate predominat cu încărcare uniform distribuită având o intensitate redusă, oprirea armăturilor longitudinale se poate face în mod simplificat în locurile indicate în figura 5.41b.

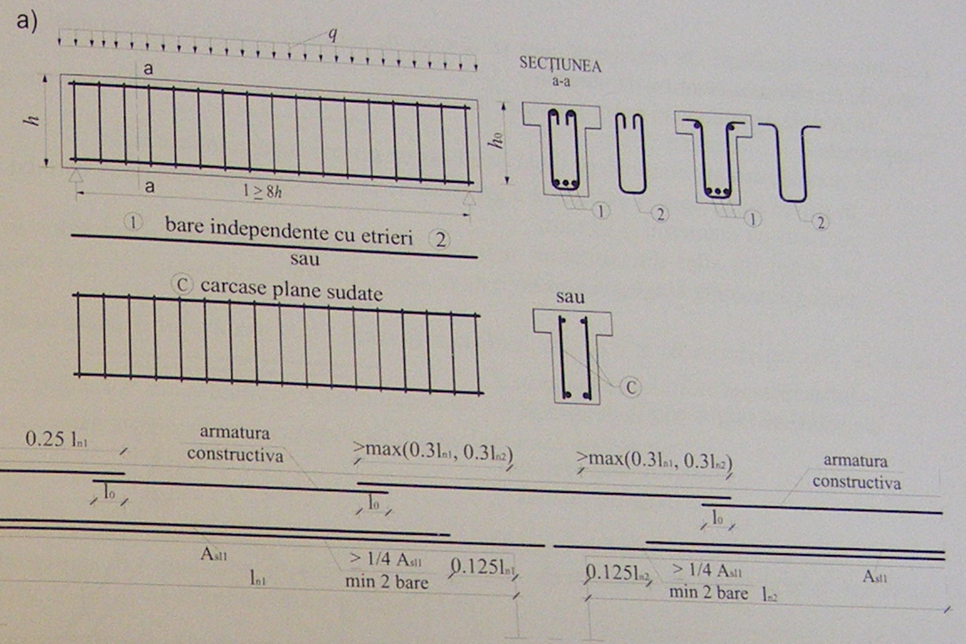


Figura 5.41 Armarea grinzilor solicitate moderat de o încărcare uniform distribuită: a) grindă scurtă simplu rezemată; b) grindă continuă

La grinzile continue solicitate de forțe concentrate importante plasate în apropierea reazemelor (salturi mari în diagrama de forță tăietoare) se poate opta pentru ridicarea barelor longitudinale (fig. 5.42). Pe reazeme armăturile ridicate pot participa pe lângă barele independente (călărești) la preluarea momentelor negative.

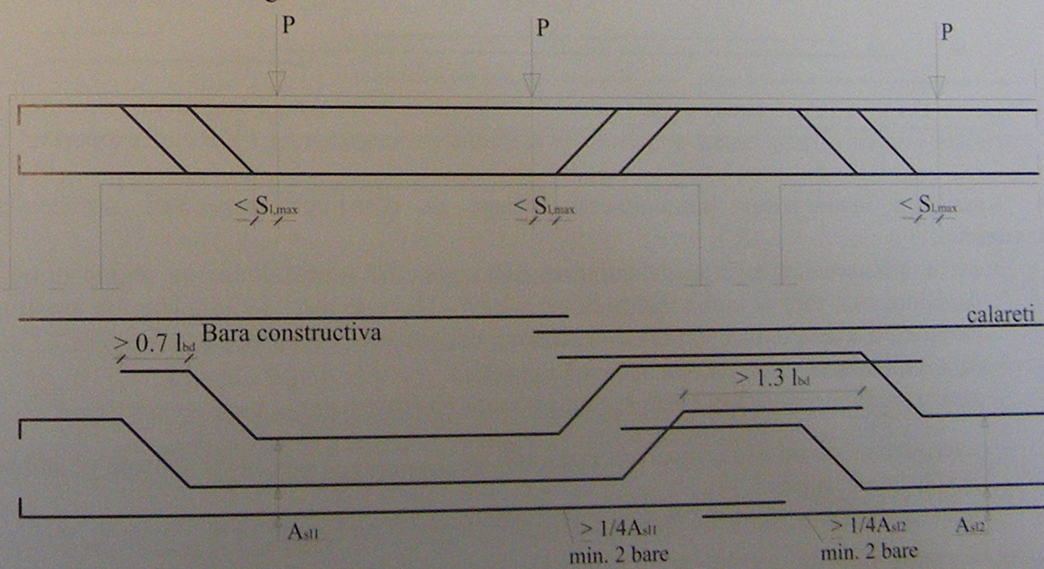


Figura 5.42 Ridicarea armăturii întinse ($S_{l,max}$ este distanta maximă dintre etrieri, vezi pct. 5.2.2.3)

Aria barelor longitudinale și lungimea carcaselor, atât la grinzile simplu rezemate cât și la cele continue, se stabilește din condiția ca momentele capabile să urmărească (cât mai aproape) diagrama momentelor cauzate de încărcări (fig. 5.43).

La grinzile puternic solicitate locul de oprire a barelor drepte și a celor ridicate se poate stabilii în funcție de diagrama momentelor capabile sau în funcție de diagrama forței de întindere

capabile din armătura de rezistență care se obține, de fapt prin reducerea diagramei de momente capabile cu valoarea brațului de pârghie z.

În zonele seismice cel puțin jumătate din secțiunea de armătură întinsă se prevede și în zona comprimată.

Se prevede armare continuă pe toată deschiderea grinzii după cum urmează:

- la partea superioară și inferioară a grinzilor se prevăd cel puțin câte două bare cu suprafață profilată cu diametrul ≥ 14 mm;
- cel puțin un sfert din armătura maximă de la partea superioară a grinzilor se prevede continuă pe toată lungimea grinzii.

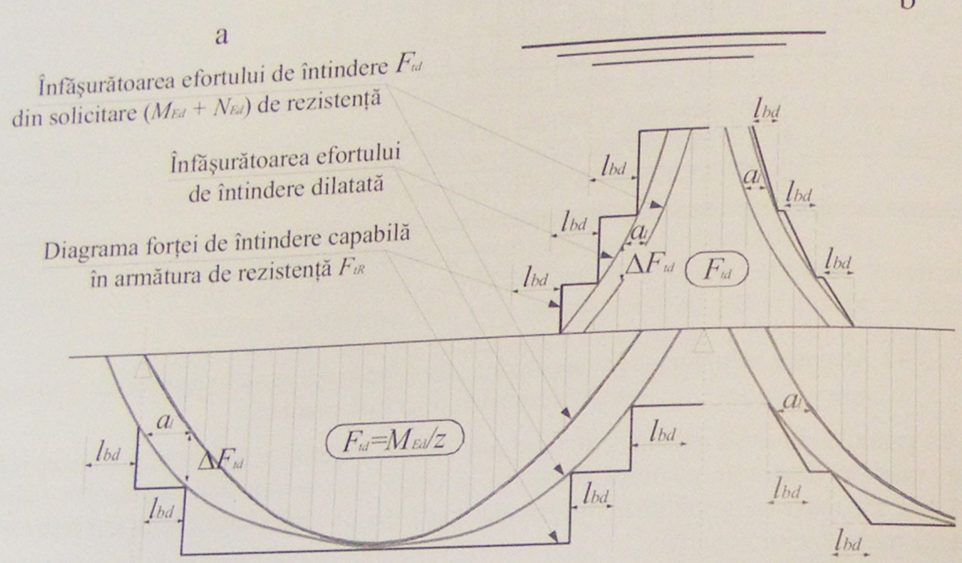


Figura 5.43 Curba înfășurătoare pentru calculul elementelor încovoiate. Lungimi de ancorare: a) ținând cont de variația liniară a efortului în armătură pe lungimea l_{bd}, b) în mod acoperitor

Lungimea armăturilor longitudinale întinse se determină respectând următoarele recomandări:

- curba înfășurătoare a forței de întindere din armăturile longitudinale se obține printr-o deplasare cu a_l față de curba înfășurătoare a lui F_{td} (F_{td} este forța de întindere din armătura longitudinală determinată din calculul secțiunii transversale, vezi cap. 3);
- dacă armătura transversală este necesară din calcul, $a_l = 0{,}5z \cdot (ctg\theta - ctg\,\alpha)$;
- dacă armătura transversală nu este necesară pentru preluarea forței tăietoare, $a_l = d$;
- pentru armătura din talpă, situată în exteriorul inimii, a_l va fi sporită cu distanța de la bară până la inimă (figura 5.39);
- din punctul în care barele nu mai sunt necesare ele vor fi prelungite cu lungimea $l_{bd} \geq d$,
- diagrama efortului capabil de întindere în armătură la starea limită ultimă trebuie să se situeze în afara curbei înfășurătoare a efortului de întindere în armătură produs de acțiuni, deplasată ca în figura 5.43,
- este permisă, de asemenea, utilizarea unei diagrame în care rezistenta la întindere este scăzută progresiv pe lungimea l_{bd} ,
- lungimea de ancorare a barelor înclinate, care lucrează la forță tăietoare, nu va fi mai mică de $1{,}30 \cdot l_{bd}$ în zona întinsă și de $0{,}70 \cdot l_{bd}$ în zona comprimată.

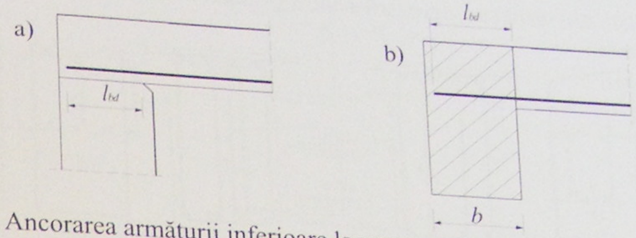


Figura 5.44 Ancorarea armăturii inferioare la un reazem marginal: a) direct, b) indirect.

Ancorarea armăturii inferioare la un reazem marginal, cu sau fără încastrare parțială, se va face astfel:

- cel puțin 1/4 din armăturile longitudinale ale câmpului vor fi prelungite pe reazem,
- ancorarea armăturii va fi capabilă să reziste la o forță de întindere:

$$F_E = \frac{|V_{Ed}| \cdot a_l}{z} + N_{Ed} \qquad (5.34)$$

unde N_{Ed} reprezintă forța de întindere de calcul,

- lungimea de ancorare se măsoară de la linia de contact dintre grindă și reazemul ei (fig. 5.44) și se va lua conform relației (5.8).

Ancorarea armăturii inferioare pe reazemele intermediare se va face astfel:

- cel puțin 1/4 din armăturile longitudinale ale câmpurilor vor fi duse peste reazeme,
- ancorarea armăturii va avea lungimea de cel puțin $10d$ (pentru bare drepte) sau nu mai puțin decât diametrul dornului d_m la $d \leq 16$ mm și $2d_m$ la $d > 16$ mm (pentru îndoituri și ciocuri) (fig. 5.45a)
- se recomandă ca armarea să fie continuă și capabilă să preia momente pozitive accidentale (tasarea reazemului, explozii), (fig. 5.45b sau c).

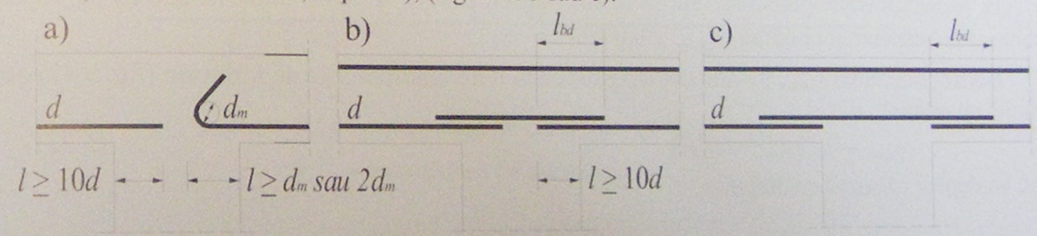


Figura 5.45 Armarea pe reazemele intermediare

5.2.2.3 *Dispoziții constructive privind armarea transversală*

Armătura necesară pentru preluarea forței tăietoare va respecta următoarele prevederi:

- va forma unghi de 45°…90° cu axa longitudinală a elementului structural,
- va consta dintr-o combinație de:
  - etrieri ce cuprind armătura longitudinală întinsă și zona comprimată (fig. 5.46),
  - bare înclinate,
  - ansambluri de forfecare în formă de carcase, scărițe etc, din bare de înaltă aderență, independente de armătura longitudinală dar care trebuie ancorate corespunzător în zonele comprimate și întinse.
- etrierii vor fi ancorați corespunzător;

Este permisă o înnădire prin suprapunere a ramurii de lângă suprafața inimii grinzii, cu condiția că etrierii nu sunt solicitați la torsiune;

– cel puțin 50% din armătura necesară pentru preluarea forței tăietoare va fi sub formă de etrieri și agrafe.

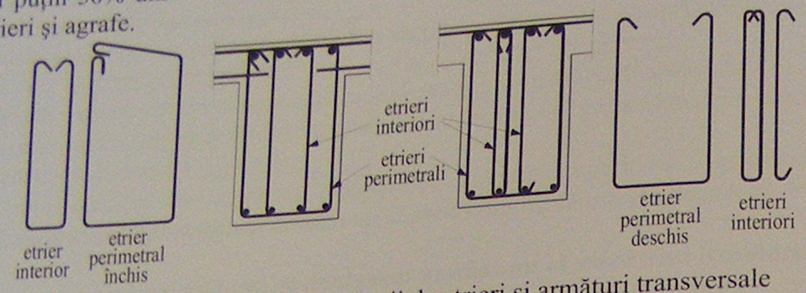


Figura 5.46 Exemple de combinații de etrieri și armături transversale

Coeficientul efectiv de armare transversală ρ_w se determină cu relația:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin\alpha} \tag{5.35}$$

unde: A_{sw} – aria armăturii transversale în interiorul lungimii s;
s – distanța dintre armăturile transversale,
b_w – lățimea inimii elementului,
α – unghiul dintre armătura transversală și axa longitudinală (pentru etrieri $\alpha = 90^\circ$ și $\sin\alpha = 1$)

Coeficientul efectiv de armare transversală trebuie să fie mai mare decât valoarea minimă obținută cu relația:

$$\rho_{w,\min} = 0{,}08\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \tag{5.36}$$

În zonele plastice potențiale ale grinzilor participante la structuri antiseismice cu $a_g \geq 0{,}12g$ trebuie să se respecte și condiția $\rho_{w,\min} \geq 0{,}002$.

Distanța maximă $s_{l,\max}$ pe direcția longitudinală între ansamblurile de forfecare (fig. 5.47) este definită cu relația:

$$s_{l,\max} = 0{,}75\,d\,(1 + ctg\,\alpha) \tag{5.37}$$

și nu va depăși valoarea de 300 mm.

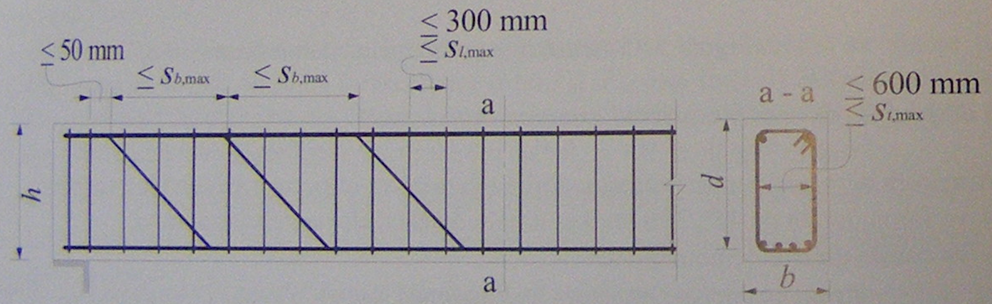


Figura 5.47 Distanțe maxime între armăturile transversale.

Distanța maximă pe direcție longitudinală dintre barele înclinate este definită de:

$$s_{b,\max} = 0{,}6\,d\,(1 + ctg\,\alpha) \tag{5.38}$$

Distanța transversală dintre ramurile de etrieri sau agrafe nu va depăși:

$$s_{t,\max} = 0{,}75\,d \leq 600 \text{ mm} \tag{5.39}$$

La grinzile late $b \geq 650$ mm se prevăd etrieri suplimentari sau etrieri dublați (fig. 5.48).

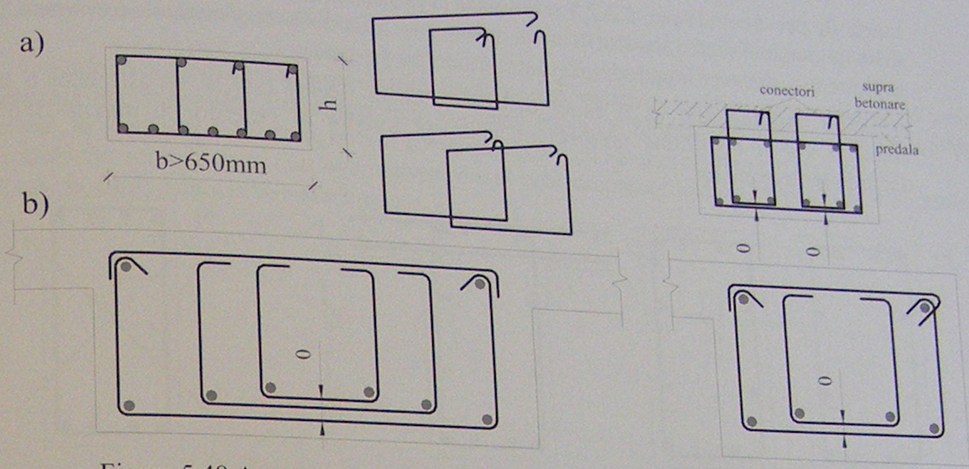
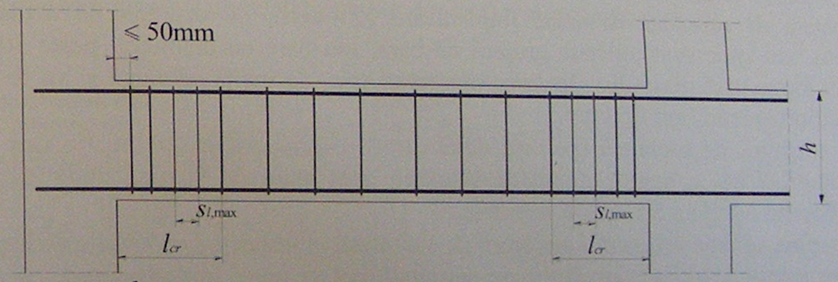


Figura 5.48 Armarea transversală a grinzilor late a) prefabricate, b) monolite

La grinzile care fac parte din structuri antiseismice zonele de la extremitățile grinzilor cu lungimea l_{cr} măsurată de la fața stâlpilor (fig. 5.49), precum și zonele cu această lungime, situată de o parte și de alta a unei secțiuni din câmpul grinzii unde poate interveni curgerea în cazul combinației seismice de proiectare, se consideră zone critice (disipative).



$l_{cr} = 1{,}5h$ - pentru clasă de ductilitate H
$l_{cr} = h$ - pentru clasă de ductilitate M

Figura 5.49 Zone critice la grinzi

Etrierii prevăzuți în zona critică trebuie să respecte condițiile:
– diametrul etrierilor $d_{bw} \geq 6$ mm;
– distanța maximă dintre etrieri va respecta condițiile:

$$s_{l,\max} \leq \min\left\{\frac{h}{4};\ 150 \text{ mm};\ 7d_{bl}\right\} \text{ pentru clasa de ductilitate H} \tag{5.40}$$

$$s_{l,\max} \leq \min\left\{\frac{h}{4};\ 200 \text{ mm};\ 8d_{bl}\right\} \text{ pentru clasa de ductilitate M} \tag{5.41}$$

în care d_{bl} este diametrul minim al armăturilor longitudinale.

5.2.2.4 *Armarea la torsiune*

În cazul grinzilor solicitate la torsiune trebuie să se respecte următoarele reguli:
– etrierii vor fi închiși și ancorați prin suprapuneri sau cu cârlige la capete, conform cu figura 5.50 și vor forma un unghi de 90° cu axa elementului structural,

– mărimile prevăzute la pct. 5.2.2.3 referitoare la procentul minim de armătură transversală şi distanţa maximă dintre armăturile transversale sunt valabile şi la elementele torsionate.
– suplimentar, distanţa longitudinală dintre etrieri nu va depăşi $s_{l,\max} \le u_k/8$,
– armătura longitudinală va fi astfel distribuită ca în fiecare colţ să se afle câte o bară; celelalte vor fi distribuite uniform pe conturul interior al etrierilor la maxim 350 mm distanţă între axele lor.

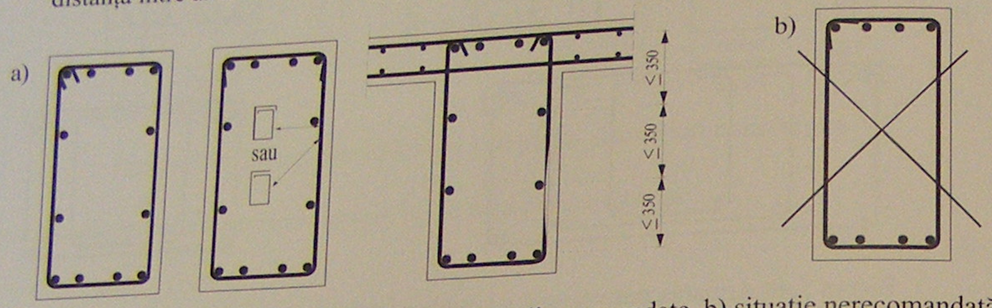


Figura 5.50 Exemple de armare la torsiune: a) situaţii recomandate, b) situaţie nerecomandată

5.2.2.5 *Armarea de suprafaţă*

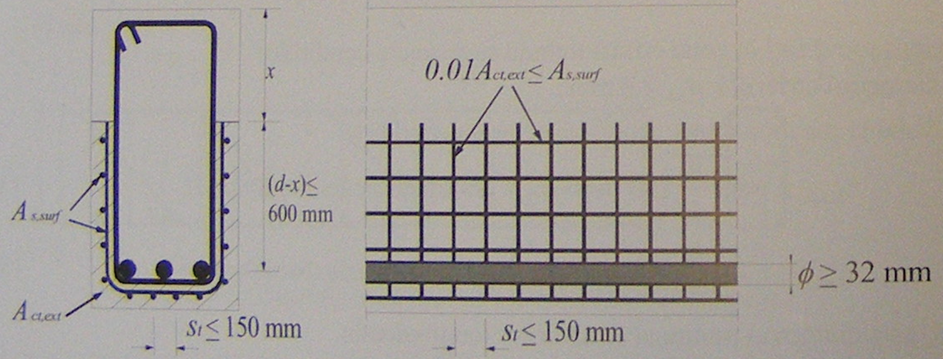
În anumite cazuri este necesară prevederea unei armături de suprafaţă, fie pentru controlul fisurării, fie pentru asigurarea unei rezistenţe adecvate la exfoliere a stratului de acoperire.

Armătura de suprafaţă destinată împiedicării exfolierii, de exemplu la acţiunea focului (capitolul 6), sau unde sunt utilizate grupuri de bare, sau bare cu diametrul peste 30 mm, va fi alcătuit sub forma unei plase din sârme cu diametrul mic, de înaltă aderenţă şi va fi amplasat în exteriorul etrierilor, conform figurii 5.51.

Aria armăturii de suprafaţă (pe cele două direcţii) $A_{s,surf}$ trebuie să nu fie mai mică decât $0{,}01A_{ct,ext}$ sau $0{,}005A_{ct,ext}$ pentru stratul de acoperire mai mare de 70 mm, unde $A_{ct,ext}$ este aria betonului (haşurat în figura 5.51) care se exfoliază.

Acoperirea minimă necesară a armăturii de suprafaţă va respecta prevederile de la pct. 5.1.1.

Barele longitudinale ale armăturii de suprafaţă pot fi luate în considerare ca şi armătură longitudinală de încovoiere, iar barele transversale ca armătură de forfecare, cu condiţia satisfacerii necesităţilor de dispunere şi de ancorare, pentru aceste tipuri de armătură.



x - înălţimea zonei comprimate în starea limită ultimă

Figura 5.51 Exemplu pentru armarea de suprafaţă

5.2.2.6 *Armarea în jurul golurilor*

Golurile se pot prevedea în zone cu forţa tăietoare mari numai cu condiţia să nu se întrerupă bielele comprimate importante (fig. 5.52a) sau după decupare tălpile să formeze un cadru închis cu rigiditate suficientă. În zona cu forţe tăietoare mici se pot admite goluri cu lungimi relativ mari (fig. 5.52d).

Golurile rotunde sunt mai avantajoase decât cele dreptunghiulare. La cele dreptunghiulare, dacă este posibil, colţurile se rotunjesc.

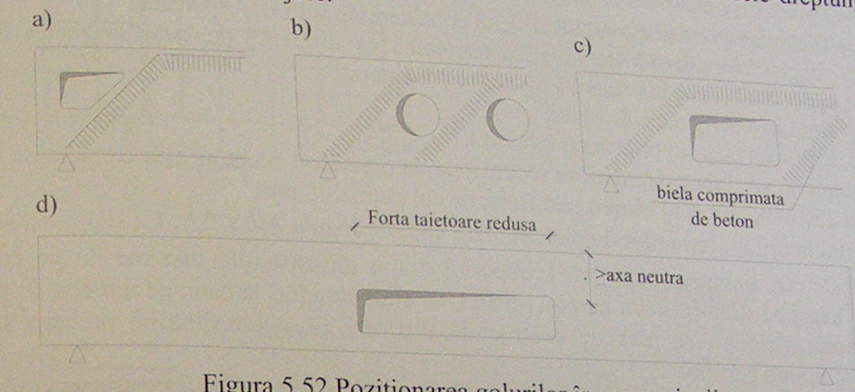


Figura 5.52 Poziţionarea golurilor în zona grinzii

Armarea suplimentară în jurul golurilor se prezintă în figura 5.53. Distanţa minimă între două goluri succesive se determină cu relaţia (3.107), dar va fi mai mare decât 5 cm.

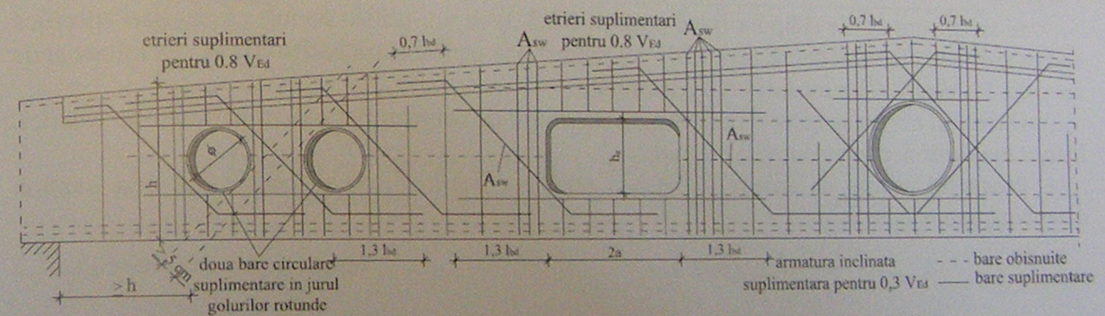


Figura 5.53 Armarea cu bare suplimentare a grinzilor în zona golurilor

5.2.3 Stâlpi

5.2.3.1 *Forma şi dimensiunile secţiunii transversale*

Forma uzuală a secţiunii transversală a stâlpilor este pătrată sau dreptunghiulară.

Dimensiunile secţiunilor pătrate sau dreptunghiulare se iau multipli de 50 mm. Se pot admite şi alte mărimi în condiţii speciale care impun anumite dimensiuni sau forme diferite ale stâlpilor.

Dimensiunile minime ale secţiunii se stabilesc din condiţia ca flexibilitatea stâlpilor (l_0/i) să respecte valorile:

$l_0/i = 140$, pentru betonul obişnuit;

$l_0/i = 70$, pentru betonul cu agregate uşoare;

$l_0/i = 35$, pentru stâlpii fretaţi,

în care l_0 este lungimea de flambaj, iar i raza de giraţie.

Dimensiunile minime ale secţiunii transversale se iau 250 mm la stâlpii cu solicitări reduse şi la stâlpişorii zidăriilor şi 300 mm în restul cazurilor.

Dacă efectul de ordinul doi este semnificativ, adică $\theta > 0{,}1$ dimensiunile secțiunii transversale a elementelor seismice primare nu trebuie să fie mai mic decât 1/10 din distanța între punctul de inflexiune a momentului și capătul stâlpului, pentru încovoierea într-un plan paralel cu dimensiunea stâlpului considerată.

Coeficientul de sensibilitate la deplasări relative de nivel, θ, se determină cu relația:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot l} \qquad (5.42)$$

unde: P_{tot} – încărcarea verticală totală la nivelul considerat în gruparea specială;

d_r – deplasarea relativă de nivel, determinată ca diferența deplasărilor medii la partea superioară și cea inferioară a nivelului considerat;

V_{tot} – forța tăietoare totală de nivel;

l – înălțimea etajului (măsurată inter ax).

La stâlpii cu secțiunea circulară se recomandă ca diametrul secțiunii transversale de beton să fie cel puțin 250 mm, iar cel al sâmburelui fretat de cel puțin 200 mm.

Raportul laturilor secțiunilor dreptunghiulare va fi de regulă $h/b \le 2{,}5$. La stâlpii cu secțiunea de L, T, cruce etc. limitarea se referă la raportul dintre dimensiunile maxime de pe cele două direcții. Fac excepție stâlpii halelor cu pod rulant și ai altor structuri la care, pe direcția dimensiunii mici a secțiunii stâlpilor, se prevede o structură distinctă de contravântuire precum și stâlpii structurilor de tip tub perforat.

Recomandările de mai jos se referă la stâlpii care au dimensiunile secțiunii transversale $h \le 4b$, unde b este dimensiunea minimă, iar h dimensiunea maximă a secțiunii transversale.

5.2.3.2 *Armătura longitudinală de rezistență*

În zonele critice ale stâlpilor (vezi punctul 5.2.3.3) se vor utiliza oțeluri cu alungiri specifice corespunzătoare efortului unitar maxim de cel puțin 7,5% pentru clasa înaltă (H) de ductilitate și de cel puțin 5% pentru clasa medie (M) de ductilitate.

Diametrul minim se consideră de 8 mm; (la stâlpii de beton armat turnați în pereți de zidărie). Pentru zone seismice se recomandă 12 mm.

Procentul minim de armare al întregii armături longitudinale se obține din aria minimă determinată cu relația:

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}10\, N_{Ed}}{f_{yd}} \ge 0{,}002\, A_c \qquad (5.43)$$

unde: N_{Ed} este solicitarea de calcul la compresiune axială;

f_{yd} este limita de curgere de calcul a armăturii;

A_c este aria secțiunii transversale de beton.

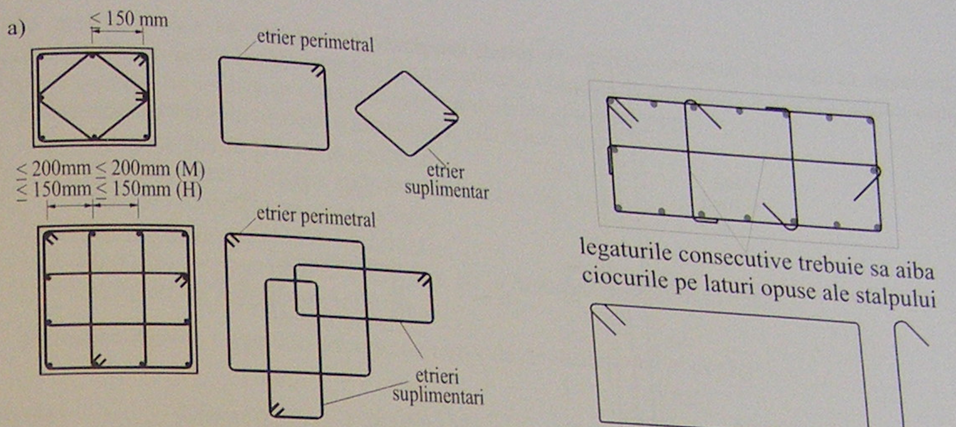
Pentru zone seismice aria minimă trebuie să respecte următoarele condiții în funcție de clasa de ductilitate

- înaltă (H) $A_{s,\min} \ge 0{,}01 A_c$;
- medie (M) $A_{s,\min} \ge 0{,}008 A_c$

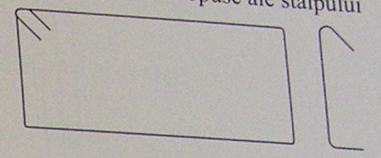
Procentul maxim total de armare longitudinală se consideră 4%. În cazul înnădirii prin suprapunere a barelor aria de armătură nu poate depăși limita de 8%.

Barele longitudinale vor fi distribuite la periferia secțiunii (fig. 5.54) după cum urmează:

- pentru secțiunea poligonală în fiecare colț va fi prevăzută câte o bară, iar în zone seismice pe fiecare latură cel puțin câte o bară intermediară;
- pentru secțiunea circulară numărul minim de bare este 4, dar se recomandă 6.



legaturile consecutive trebuie sa aiba ciocurile pe laturi opuse ale stalpului



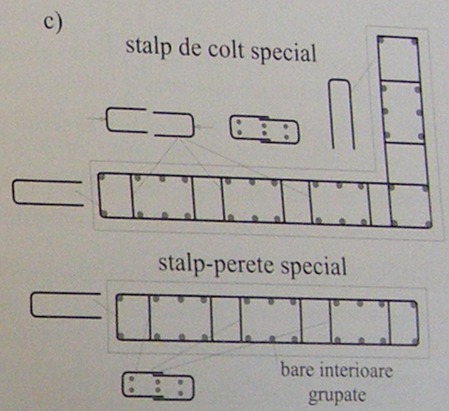


Figura 5.54 Armarea stâlpilor: a) cu secțiunea dreptunghiulară; b) cu secțiunea în formă de „I", c) cu secțiune lamelară

5.2.3.3 *Armătura transversală*

Diametrul armăturii transversale (etrieri, bucle sau spirală elicoidală) trebuie să respecte condițiile următoare:

– clasa de ductilitate înaltă (H) $d_{bw} \ge 0{,}4 d_{bl} \sqrt{f_{ydl} / f_{ydw}}$

în care d_{bl} este diametrul maxim al barelor longitudinale ($\varnothing_{max}$);

f_{ydl}, f_{ydw} – rezistența oțelului din care se confecționează armătura longitudinală respectiv cea transversală.

– clasa de ductilitate medie (M) $d_{bw} \ge \begin{cases} d_{bl}/h \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$;

Diametrul sârmelor plaselor sudate uzinat, ca armătură transversală nu va fi mai mic de 5 mm.

La stâlpii participanți la structuri antiseismice, care prezintă deformații post-elastice semnificative, zonele de la extremități pe o distanță l_{cr} (fig. 5.55) se vor considera zone critice.

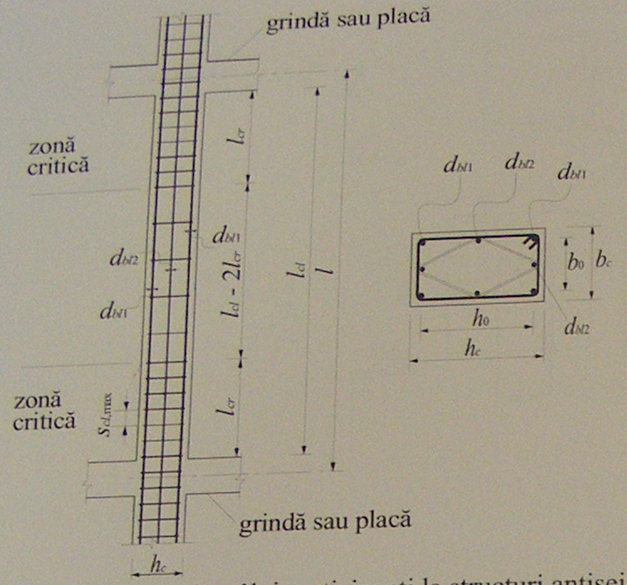


Figura 5.55 Zone critice la stâlpi participanți la structuri antiseismice

În afara cazului când este determinată printr-un calcul riguros, lungimea zonelor critice se obține în funcție de clasa de ductilitate cu relațiile:

ductilitate înaltă (H) $l_{cr} \le \min\left\{1{,}5h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 600\text{ mm}\right\}$;

ductilitate medie (M) $l_{cr} \le \min\left\{h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 450\text{ mm}\right\}$ (5.44)

unde: h_c este cea mai mare dimensiune a stâlpului;

l_{cl} este lungimea stâlpului între grinzi sau plăci (lumina).

Dacă $l_{cl}/h_c < 3$, întreaga lungime a stâlpului se consideră zonă critică și se va arma în consecință.

La baza stâlpilor zona critică se măsoară de la partea superioară a fundațiilor. Dacă există o pardoseală rigidă deasupra fundațiilor, lungimea $l_{cr,p}$ calculată cu relațiile (5.44) se va măsura începând de la pardoseală (fig. 5.56), iar zona critică totală se consideră începând de la baza stâlpului.

Dacă stâlpul reazemă pe peretele din beton armat al unui subsol rigid (fig. 5.57) zona critică se măsoară de la nivelul de încastrare al stâlpului, adică de la nivelul planșeului situat peste subsol.

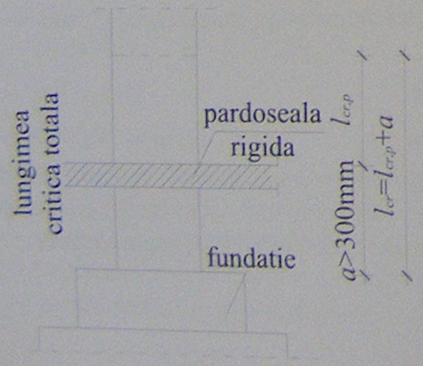


Figura 5.56 Poziția zonei critice în cazul unei pardoseli rigide

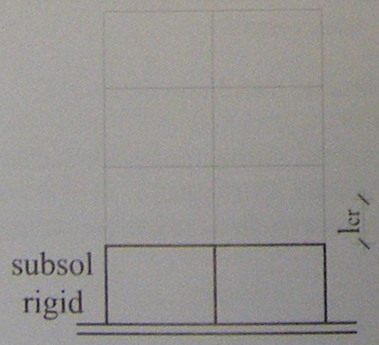


Figura 5.57 Poziția zonei critice la o structură cu un subsol rigid

În zonele critice se vor prevedea etrieri și agrafe, care să asigure ductilitatea necesară și împiedicarea flambajului local al barelor longitudinale. Modul de dispunere a armăturii transversale va fi astfel încât să se realizeze o stare de solicitare triaxială eficientă.

Procentul minim de armare transversală cu etrieri va fi:

- pentru clasa înaltă (H) de ductilitate:
  - 0,5% în zona critică a stâlpilor de la baza lor, la primul nivel;
  - 0,035% în restul zonelor critice;
- pentru clasa medie (M) de ductilitate:
  - 0,035% în zona critică a stâlpilor de la baza lor, la primul nivel;
  - 0,025% în restul zonelor critice.

Distanța dintre etrieri în funcție de clasa de ductilitate nu va depăși:

înaltă (H) $s_{cl,\max} \le \min\begin{cases}6\,d_{bl}\\ b_0/3\\ 125\text{ mm}\end{cases}$; medie (M) $s_{cl,\max} \le \min\begin{cases}8\,d_{bl}\\ b_0/2\\ 175\text{ mm}\end{cases}$ (5.45)

unde: d_{bl} – este diametrul minim al barelor longitudinale;

b_0 – este latura minimă a secțiunii utile (situată în interiorul etrierului perimetral).

La stâlpii cu solicitări reduse sau care rămân în stadiul elastic sub acțiunea seismică, precum și la cei participanți la structuri antiseismice în afara zonelor critice, distanța dintre armăturile transversale ($S_{cl,\max}$) nu va depăși cea mai mică valoare din următoarele trei distanțe:

- de 20 ori diametrul minim al barelor longitudinale;
- cea mai mică dimensiune a secțiunii transversale;
- 400 mm.

Distanța dintre armăturile transversale determinată mai sus va fi redusă prin înmulțire cu factorul 0,6 la stâlpii cu solicitări reduse sau la cei care rămân în stadiul elastic sub acțiunea seismică:

- în secțiunile situate deasupra și dedesubtul unei grinzi ori plăci, pe o înălțime egală cu dimensiunea maximă a secțiunii transversale a stâlpului;
- pe zonele în care jonctările sunt realizate prin suprapunerea barelor dacă diametrul barelor longitudinale este mai mare de 14mm; pe lungimea suprapunerii sunt necesari minim 3 etrieri.

Secțiunile circulare se armează cu etrieri circulari individuali (petrecuți sau sudați) sau cu etrieri în formă de spirală continuă.

Secțiunile transversale de formă dreptunghiulară sau pătrată se armează cu etrieri perimetrali și cu etrieri suplimentari (fig. 5.54a). Utilizarea etrierilor suplimentari depinde de dimensiunile secțiunii, de numărul barelor pe o latură și de gradul de protecție antiseismică.

Armăturile transversale vor fi ancorate adecvat (vezi pct. 5.1.3.1).

Pe înălțimea intersecției cu o grindă sau placă, etrierii din stâlp se prevăd la aceleași distanțe cu cele din zonele de capăt ale stâlpilor adiacenți (fig. 5.55).

Acolo unde barele longitudinale își modifică direcția (de ex.: stâlpul își modifică dimensiunea), distanța dintre armăturile transversale se va calcula considerându-se în același timp și eforturile transversale asociate.

Dacă panta de reducere este egală sau mai mică decât 1 la 12 nu este nevoie de acest calcul.

Fiecare bară longitudinală sau grup de armături longitudinale plasate în colțul secțiunii de beton trebuie susținute de armătura transversală (fig. 5.54c).

Armătura transversală (etrierii) poate să asigure împiedicarea flambajului pentru maximum trei bare longitudinale, dispuse în fiecare colț (sau în apropierea lui) al ansamblului de armături transversale.

În stâlpii participanți la structuri antiseismice (care au deformații post-elastice semnificative) se vor respecta suplimentar cerințele:

- porțiunile drepte de la capătul etrierilor se majorează de la 5*d* la 10*d* (fig. 5.12);

– la primele două niveluri ale clădirilor cu peste 5 niveluri şi la primul nivel în cazul clădirilor mai joase, se vor prevedea la bază etrieri îndesiți şi dincolo de zona critică pe o distanță egală cu jumătate din lungimea acestora.
– distanța dintre barele longitudinale consecutive aflate în colțul unui etrier sau prinse de agrafe nu va fi mai mare de 150 mm.

5.2.4 Noduri de cadre

5.2.4.1 *Tipuri de noduri monolite*

În figura 5.58 sunt prezentate diferite tipuri de noduri exterioare monolite, dintre care unele sunt întâlnite la cadre plane, iar altele la cadre spațiale. Aceste exemple fac parte din sistemele de cadre rectangulare.

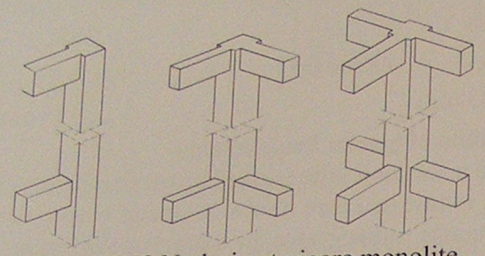


Figura 5.58 Noduri exterioare monolite

În practica curentă, însă, întâlnim frecvent şi grinzi dispuse oblic față de stâlpi (fig. 5.59). Plăcile de planşeu, monolite sau prefabricate, nu au fost reprezentate în aceste figuri.

În zonele seismice puternice ancorarea sigură a armăturii grinzilor este strict necesară pentru menținerea efortului capabil al grinzilor în timpul deformațiilor plastice. O posibilă rezolvare reprezintă soluția cu realizarea unor capete de grindă în consolă (fig. 5.60).

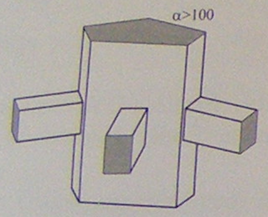


Figura 5.59 Nodurile unui cadru cu unghiuri obtuze

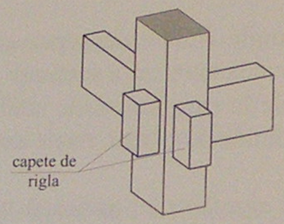


Figura 5.60 Stâlp de colț cu capete de grindă pentru ancorarea armăturilor din grinzi

În figura 5.61 sunt arătate nodurile interioare tipice. Dificultatea principală la execuția nodurilor pe şantier, în special a celor interioare, constă în amplasarea etrierilor orizontali în miezul nodului. În cazul în care armătura principală străbate nodul pe trei direcții, prezența suplimentară a unor etrieri de secțiuni diferite produce probleme mari. Dificultățile pot fi reduse prin alcătuirea unor lărgiri ale grinzilor în zona stâlpilor cu „vute orizontale" (fig. 5.62), formându-se un bloc rectangular în jurul nodului.

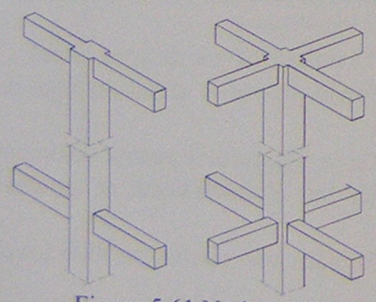


Figura 5.61 Noduri interioare monolite

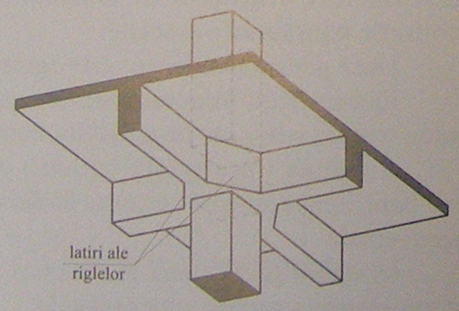


Figura 5.62 Noduri de cadre cu vute orizontale ale grinzilor

În ultima vreme este la modă, datorită unor soluții constructive, utilizarea grinzilor late. Ca şi regulă generală, lățimea grinzii, măsurată perpendicular pe planul cadrului, nu trebuie să fie cu mult mai mare decât cea a stâlpului. Se recomandă respectarea condițiilor din figura 5.63.

Conlucrarea stâlpilor cu grinzile la acțiunile seismice trebuie să fie asigurată şi în cazul lățimilor excesive sau al stâlpilor excentrici (fig. 5.72)

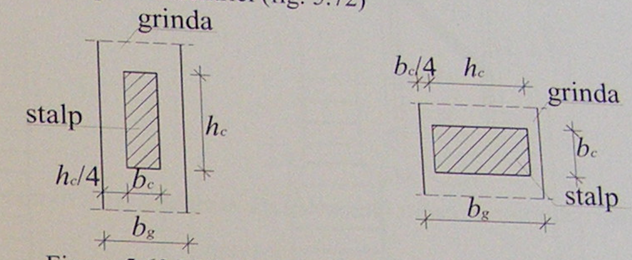


Figura 5.63 Lățimi maxime recomandate pentru grinzi

5.2.4.2 *Armarea colțului de cadru monolit*

Colțurile de cadru *solicitate la momentele negative* (întinderi la fața exterioară) se armează astfel încât, armăturile întinse să acopere momentele încovoietoare din riglă şi din stâlp. În acest scop se pot utiliza armăturile din stâlpi prelungite în grindă, cele din grindă prelungite în stâlp sau colțari (fig. 5.64).

Locul de oprire a armăturilor de rezistență întinse se stabileşte cu ajutorul diagramelor de momente capabile construite conform indicațiilor date la grinzi (vezi punctul 5.2.2.2). Barele întinse îndoite se vor racorda cu o rază de curbură (d_m) prevăzut la punctul 5.1.3.1. În caz contrar este necesară prevederea unor armături constructive, în concavitatea curburii, pentru preluarea eforturilor de despicare din beton.

În zone seismice puternice, se recomandă ca barele întinse din stâlpi să se ancoreze în grindă în afara nodurilor (fig. 5.65).

Armăturile comprimate din stâlpi şi din riglă se prelungesc de la fețele inferioare ale colțului sau a vutei, cu lungimea de ancorare l_{bd}, considerând ancorarea în zonă comprimată.

Colțurile de cadru *solicitate la momente pozitive* (întinderi la fața interioară) se recomandă a se arma ca în figura 5.66. Armăturile întinse de pe laturile interioare ale colțului se prelungesc pe laturile exterioare (comprimate) printr-o racordare cu raza de cel puțin egală cu valorile indicate în tabelul 5.6. Se prevede de asemenea o armătură înclinată la 45°, sub formă de vutar.

Etrierii se pot aşeza în nod conform figurii 3.40 sau 3.41.

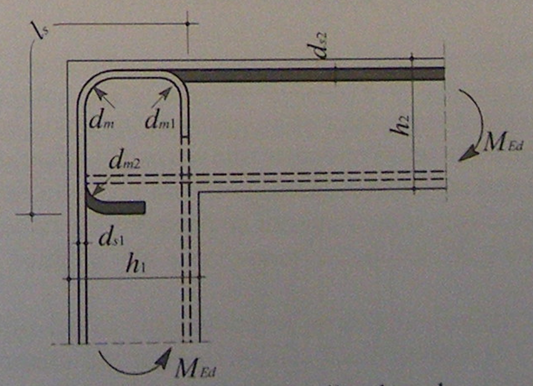


Figura 5.64 Armarea colțurilor de cadru întinse la fața exterioară (fără etrieri)

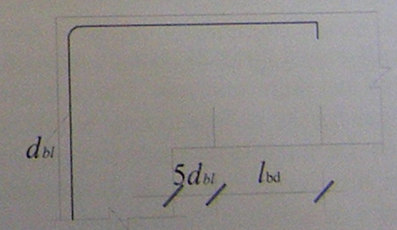


Figura 5.65 Armarea colțurilor de cadru în zone seismice

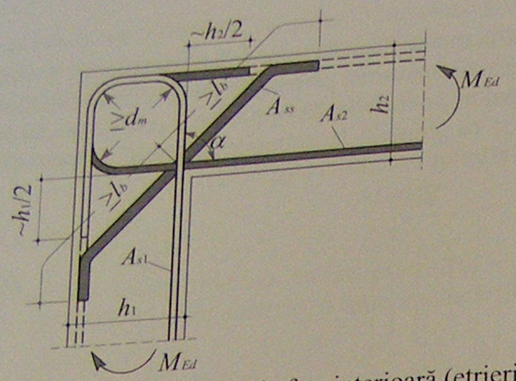


Figura 5.66 Armarea colțurilor de cadru întinse la fața interioară (etrierii nu au fost figurați)

5.2.4.3 *Armarea nodurilor superioare monolite*

Ancorarea armăturilor din stâlp se va realiza conform figurii 5.67.

La nodurile superioare interioare capacitatea de rezistență la încovoiere a grinzilor depășește, în majoritatea cazurilor, pe cea a stâlpilor. Din acest motiv în zonele seismice puternice articulația plastică se va forma în stâlp, deci ancorarea armăturilor longitudinale din stâlp devine esențială. În acest scop poate fi avantajoasă prevederea unei prelungiri a stâlpului, în care barele de armătură să poate fi ancorate și terminate în bucle (fig. 5.68). Dacă prevederea acestor prelungiri nu este posibilă se pot utiliza plăci sudate de ancorare.

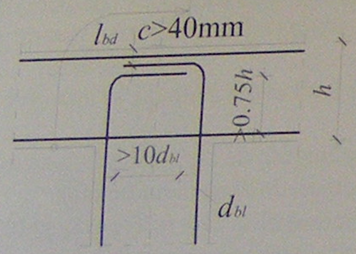


Figura 5.67 Ancorarea armăturilor din stâlpi, în nodurile superioare

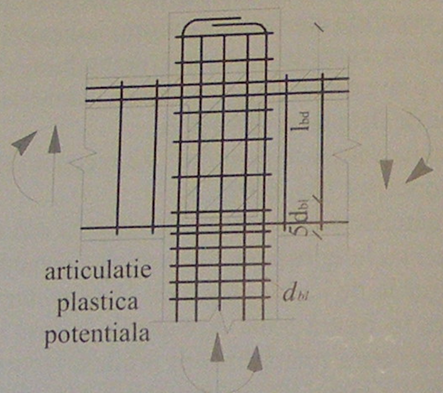


Figura 5.68 Nod cu stâlpi inelastici

5.2.4.4 *Armarea nodurilor de cadre etajate monolite*

Ca regulă generală, este de preferat ca înnădirea armăturilor să se realizeze în zonele în care ele sunt mai puțin solicitate. Totuși în cazul stâlpilor structurilor etajate, din necesități tehnologice, înnădirea barelor se face în zone în care sunt cel mai solicitate și anume deasupra nivelului fiecărui planșeu. La nodurile intermediare (curente) armătura din stâlpul inferior se poate înnădi cu cea din stâlpul superior în funcție de dimensiunile relative ale secțiunilor transversale ale stâlpilor și de cantitatea de armătură (fig. 5.69).

La aceeași secțiune transversală, armătura din stâlpul inferior se prelungește în cel superior unde se înnădește pe lungimea de suprapunere (fig. 5.69a). Dacă stâlpul superior are dimensiuni mai reduse, armătura din stâlpul inferior (în totalitate sau parțial) se racordează prin înclinare și se prelungește în stâlpul superior pentru înnădire. Armătura prelungită trebuie să aibă aria cel puțin egală cu cea necesară la baza stâlpului superior. Armătura oprită în grindă se prelungește de la marginea inferioară a grinzii cel puțin cu lungimea de aderență (fig. 5.69b). Dacă diferența între

dimensiunile stâlpilor este mare, iar înclinarea barelor inferioare pentru racordare ar duce la $tg\alpha > \frac{1}{6}$, atunci se pot utiliza bare speciale de înnădire (fig. 5.69c) a căror lungime este egală cu lungimea de suprapunere l_0 plus lungimea de ancorare l_{bd}. Barele de înnădire trebuie să aibă aria secțiunii cel puțin egală cu cea a armăturii de la baza stâlpului superior.

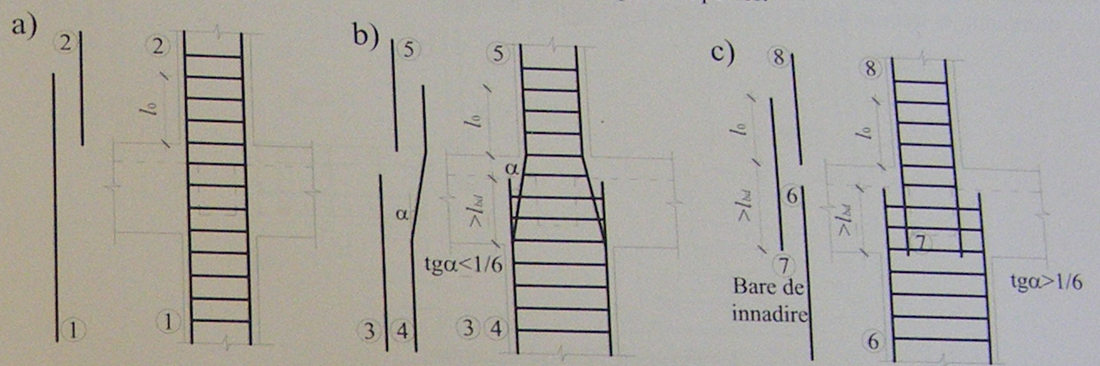


Figura 5.69 Armarea stâlpilor la nodurile intermediare ale cadrelor etajate

Pe înălțimea intersecției cu grinda, etrierii din stâlpi se prevăd la aceleași distanțe cu cele din zonele de capăt ale stâlpilor adiacenți.

La nodurile marginale (fig. 5.70), armarea stâlpilor se face ca și la stâlpii intermediari. Barele din riglă se prelungesc în stâlp cel puțin pe lungimea de ancorare. Barele longitudinale din stâlpul inferior, care nu sunt necesare în stâlpul superior, se pot prelungi, prin racordare, în riglă în scopul preluării întinderilor.

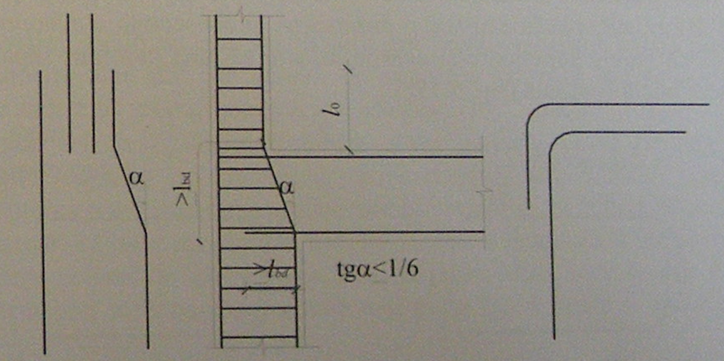


Figura 5.70 Armarea stâlpilor la nodurile marginale ale cadrelor etajate

Dacă stâlpii sunt participanți la structuri din zone seismice, la nivelul de bază, situat deasupra fundațiilor sau a pereților structurali ai subsolului, se evită înnădirea armăturilor. Barele se duc continuu pe înălțimea primului nivel (fig. 5.71a). În cazul clădirilor cu subsol de tip cutie rigidă sunt permise mustăți din fundație (fig. 5.71b).

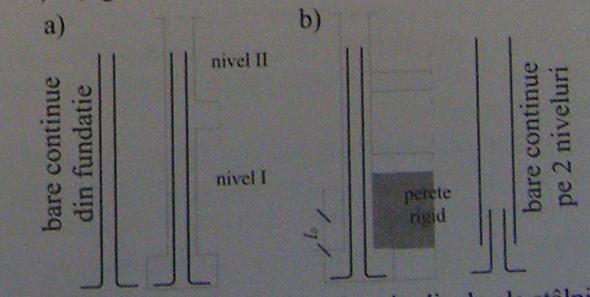


Figura 5.71 Înnădirea barelor longitudinale ale stâlpilor

Dacă în situația de proiectare seismică, forța axială din stâlpi este de întindere, lungimea de ancorare a barelor va fi majorată cu 50% față de valorile prezentate la punctul 5.1.3.

La stâlpii de fațadă, adesea, grinzile sunt așezate excentric pe o direcție (fig. 5.72a). Excentricitatea grinzilor generează un efort de torsiune în nod și stâlp. Chiar dacă acest efect nu este dominant, el trebuie luat în considerare la alcătuirea nodului.

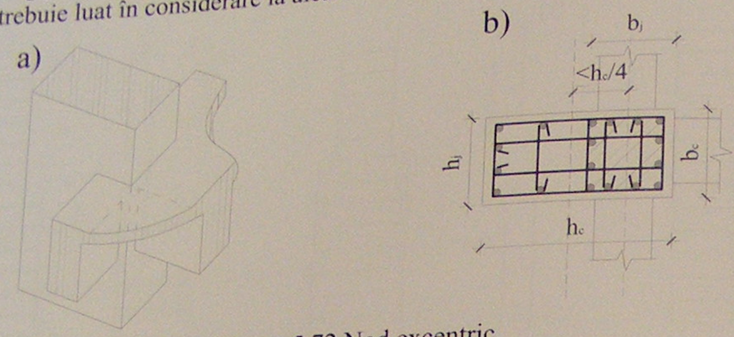


Figura 5.72 Nod excentric

Lățimea utilă a nodului b_j, definit la punctul 3.2.3.5, delimitează zona în interiorul căreia trebuie să fie dispusă întreaga cantitate de armătură transversală orizontală (fig. 5.72b). Pentru a asigura conlucrarea grinzii cu stâlpul, armarea necesară a stâlpului pentru preluarea momentelor încovoietoare din grindă va fi dispusă în limitele lățimii b_j.

Se recomandă ca excentricitatea axei grinzii față de ceea a stâlpului să se limiteze la cel mult $h_c/4$ unde h_c este cea mai mare dimensiune a secțiunii transversale a stâlpului.

În zone seismice puternice ancorarea armăturilor de rezistență din grinzi prezintă probleme datorită propagării deformației plastice în nod și diminuării, în consecință, a aderenței.

Se recomandă ca barele superioare și cele inferioare să aibă îndoituri separate (fig. 5.73a), deci să nu se utilizeze buclă continuă (fig. 5.73b).

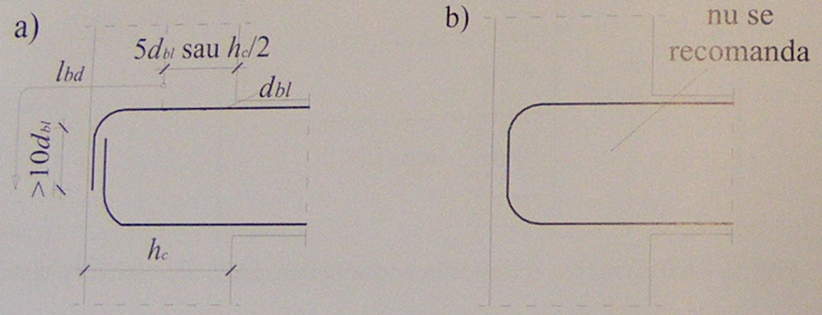


Figura 5.73 Ancorarea armăturilor din grinzi în nodurile exterioare

Armăturile longitudinale din grindă, îndoită în noduri pentru ancorare, trebuie să fie plasată întotdeauna înăuntrul etrierilor închiși ai stâlpului.

La alcătuirea constructivă a nodului exterior vor fi luate în considerare următoarele:

- dacă se așteaptă formarea articulației plastice în apropierea sau în dreptul feței stâlpului, lungimea de ancorare va fi calculată de la cel puțin $5d_{bl}$ (d_{bl} diametrul barei din grindă), dar mai sigur de la mijlocul stâlpului;
- porțiunea dreaptă (orizontală) înainte de îndoitură poate fi redusă, cu condiția ca betonul comprimat din interiorul îndoiturii să fie asigurat împotriva despicării premature; aceasta se poate asigura prin prevederea unor capete mai scurte de armătură pe partea interioară a îndoiturii (fig. 5.74a);

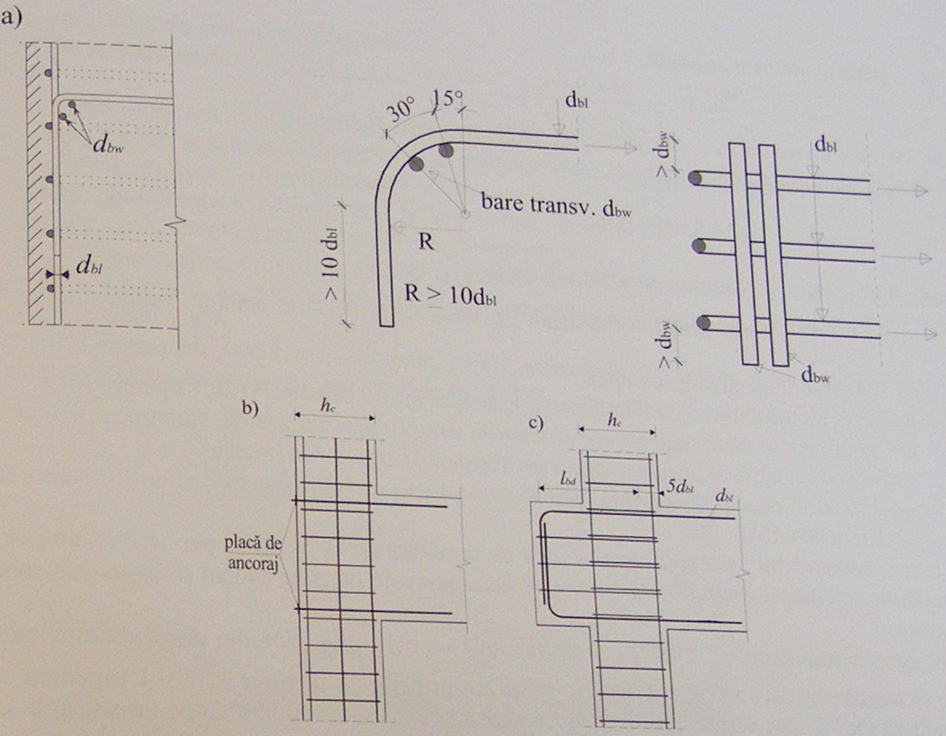


Figura 5.74 Măsuri adiționale pentru ancorare în nodurile exterioare grindă-stâlp

- dacă în stâlpii zvelți nu este spațiu suficient pentru ancorare, există posibilitatea utilizării unor diametre mai mici ale barelor de armare a grinzilor sau se pot prevedea plăci de ancorare sudate pe grupuri mai mari de armături (fig. 5.74b);
- ori de câte ori condițiile arhitectonice o vor permite, se va prelungi grinda către fața exterioară a stâlpului, în vederea asigurării ancorajului (fig. 5.74c).

În noduri intermediare ancorarea armăturilor inferioare se va realiza în conformitate cu figura 5.75. Barele de armătură inferioare se vor termina cu câte o îndoitură la 90° spre interiorul nodului, având capătul drept vertical de lungime egală cu cel puțin $10d_{bl}$, unde d_{bl} este diametrul barei care se ancorează. Armătura inferioară din grindă mai puțin înaltă poate fi ancorată fără a fi îndoită (fig. 5.75b).

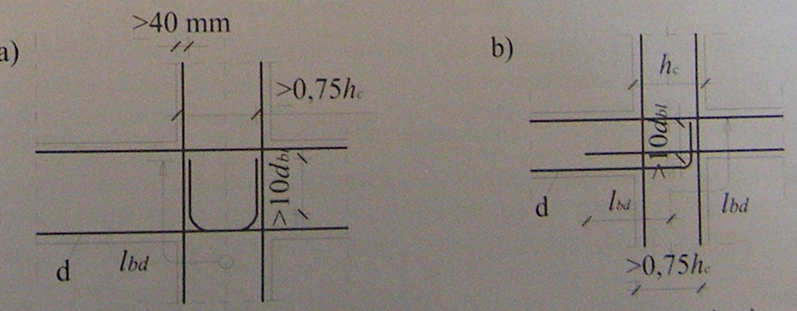


Figura 5.75 Forma și ancorarea armăturilor longitudinale în riglele cadrelor seismice, a) fasonarea armăturilor grinzilor, în nodurile intermediare; b) grinzi cu secțiuni inegale

Diametrul barelor longitudinale din grindă ce trec prin noduri trebuie limitat după cum urmează:

– pentru noduri marginale (5.46)

$$d_{bl} \le \frac{7{,}5 h_c f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \cdot \frac{1+0{,}8\upsilon_d}{1+0{,}75 k_D \rho' / \rho_{max}}$$

– pentru noduri intermediare (5.47)

$$d_{bl} \le \frac{7{,}5 h_c f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \cdot (1+0{,}8\upsilon_d)$$

în care: h_c este lățimea stâlpului paralel cu barele;

$\upsilon_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} A_c}$ – forța axială normalizată (redusă), de proiectare, luată cu valoarea minimă din situația de încărcare seismică;

k_d – este factorul clasei de ductilitate și este egal cu 1,0 pentru (H) și 2/3 pentru (M);

ρ' – coeficientul de armare pentru armăturile comprimate din grindă, care trec prin nod;

ρ_{max} – coeficientul de armare maxim permis pentru armăturile întinse;

γ_{Rd} – factorul de suprarezistență datorat consolidării oțelului și este egal cu 1,2 pentru (H) și 1,0 pentru (M).

Este recomandabil ca majoritatea barelor de armătură de la partea superioară și inferioară să fie amplasate în lățimea secțiunii acesteia și să fie continuate până în miezul stâlpului sau continue prin acesta.

În zone seismice cu $a_g \ge 0{,}12g$ se recomandă ca cel puțin 75% din armătura longitudinală trebuie să treacă prin, sau să fie ancorată în stâlpi. În grinzile cu secțiune în T și L armătura activă suplimentară față de cea din secțiunea propriu-zisă a grinzii se consideră de pe următoarele lățimi active de placă în zona întinsă:

– în cazul grinzilor, în dreptul *stâlpilor interiori*, lățimea activă de placă se poate lua 4 h_f de fiecare parte a stâlpului, dacă există o grindă transversală în nod (fig. 5.76a);
– în cazul grinzilor rezemate pe *stâlpi intermediari* dar fără grindă transversală în nod, lățimea activă de placă se consideră 2,5 h_f (fig. 5.76c);
– în cazul grinzilor rezemate pe *stâlpi marginali* și când există grindă transversală în nod, lățimea activă de placă se consideră 2 h_f (fig. 5.76b);
– în cazul grinzilor rezemate pe *stâlpi marginali* dar fără grindă transversală în nod, lățimea activă de placă se consideră lățimea stâlpului (fig. 5.76d);

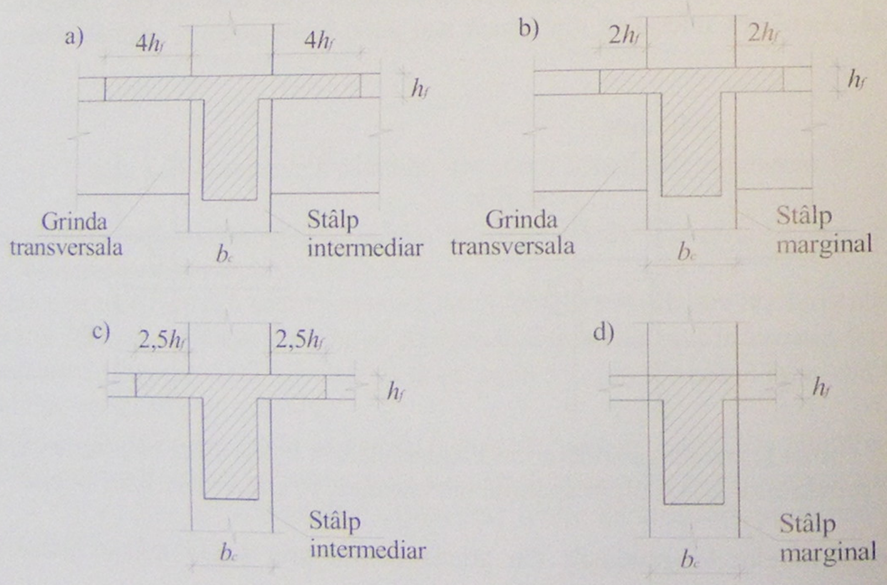


Figura 5.76 Lățimea grinzilor pentru calculul armăturii active din aripă

5.2.5 Pereți din beton armat (diafragme)

5.2.5.1 *Forme și dimensiuni*

În cele ce urmează vor fi analizate diafragmele la care lungimea pe orizontală este cel puțin egală cu de patru ori grosimea diafragmei și în care armătura rezultă din calculul de rezistență la o solicitare de compresiune cu moment încovoietor.

Pentru pereții supuși predominant la încovoiere în afara planului lor (de exemplu pereții rezervoarelor, etc.), se aplică regulile de la plăci (vezi pct. 5.2)

În EC2 sunt puține prevederi privind alcătuirea pereților structurali, făcându-se trimiteri la instrucțiunile naționale. În cele ce urmează se vor prezenta prevederile din normativul P85/2004 și P100/2006 respectiv EC8.

Pentru elementele structurale verticale, pereți individuali sau pereți cuplați, se vor alege, de preferință, forme ale secțiunii cât mai simple (fig. 5.77).

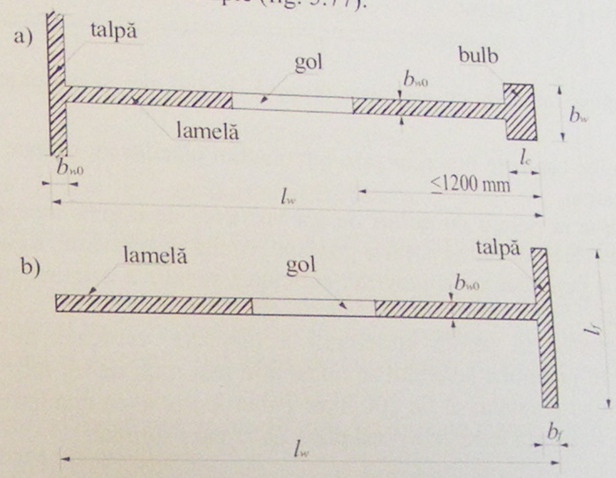


Figura 5.77 Definirea zonelor de capăt și a inimii diafragmelor

Capetele diafragmelor, în secțiune orizontală, pot fi:

– lamelare, când au aceeași grosime cu inima diafragmei;
– cu îngroșări (bulbi) simetrice sau nesimetrice;
– cu talpă, la intersecția a două diafragme ortogonale.

Diafragmele pot avea capetele lamelare când sunt mai puțin solicitate și în orice caz se consideră ca atare în dreptul golurilor. La solicitări mai puternice (cum ar fi de pildă clădirile situate în zonele seismice cu $a_g \ge 0{,}20g$, cu pereți structurali rari sau/și la clădirile cu mai mult de 6 niveluri), diafragmele au capetele îngroșate, simetric sau nesimetric, sub forma unor bulbi.

Când funcțiunea clădirii o impune, se vor prevedea în diafragme șiruri de goluri suprapuse, cu dispoziție ordonată, conducând la pereți formați din plinuri verticale (montanți), legate între ele prin grinzi (rigle) de cuplare.

În situațiile în care se urmărește obținerea unor elemente structurale cu capacități sporite de rigiditate și de rezistență (de ex. nuclee centrale de pereți) se recomandă decalarea golurilor pe înălțimea clădirii. Se recomandă ca plinul dintre golurile la două nivele succesive să fie minim 600 mm lungime.

Se va evita amplasarea golurilor pentru uși sau ferestre în aproprierea capetelor libere ale pereților. Se recomandă ca distanța de la extremitățile peretelui structural lamelar până la marginea primului gol să fie mai mare de 1200mm, în caz contrar se vor prevedea bulbi sau tălpi la capătul montantului (fig. 5.77).

Grosimea minimă a inimilor și tălpilor pereților structurali, la care este împiedicată pierderea stabilității (fig. 5.77a) trebuie să respecte condiția:

$$b_{w0} \geq \max\begin{cases}150\text{ mm}\\ h_s/20\end{cases} \qquad (5.48)$$

în caz contrar (fig. 5.77b):

$$b_{w0}\ (b_f) \geq \max\begin{cases}200\text{ mm}\\ h_s/15\end{cases}$$

în care h_s este înălțimea liberă a nivelului.

La dimensionarea secțiunii bulbilor se vor respecta și condițiile:

$$\begin{aligned}&\text{– dacă } l_c < \max\begin{cases}2b_w\\ 0{,}2l_w\end{cases} \text{ atunci} \qquad b_w > h_s/15\\ &\text{– dacă } l_c > \max\begin{cases}2b_w\\ 0{,}2l_w\end{cases} \text{ atunci} \qquad b_w > h_s/10\end{aligned} \qquad (5.49)$$

Se consideră tălpi, lamelele cu grosimea minimă de 200 mm și lungimea de cel puțin $h_s/5$ dispuse transversal.

În zonele seismice cuplarea pereților prin intermediul plăcilor nu trebuie luată în considerare pentru că nu este eficientă.

Riglele de cuplare la pereții cu goluri de uși vor avea de regulă aceeași grosime cu restul peretelui. În cazurile în care din calcul această grosime rezultă insuficientă, riglele se vor îngroșa cu condiția îngroșării și a peretelui pe o lungime suficientă pentru a asigura ancorarea armăturilor longitudinale din grindă.

Se admite înglobarea în pereții structurali a tuburilor verticale de instalații electrice, respectând condiția ca în grosimea peretelui să nu se afle mai mult de un tub, iar distanța minimă între două tuburi, în lungul peretelui să fie 200 mm. Tuburile vor avea diametrul de maxim 1/8 din grosimea peretelui și se vor poza între cele două plase de armare curentă.

5.2.5.2 *Armarea pereților*

La armarea pereților structurali se vor avea în vedere satisfacerea unor codiții care să confere acestor elemente o ductilitate suficientă, iar pentru structura în ansamblu să permită dezvoltarea unui mecanism structural de disipare a energiei favorabil.

Înălțimea regiunii critice h_{cr} (fig. 5.78) de deasupra bazei peretelui poate fi estimată la:

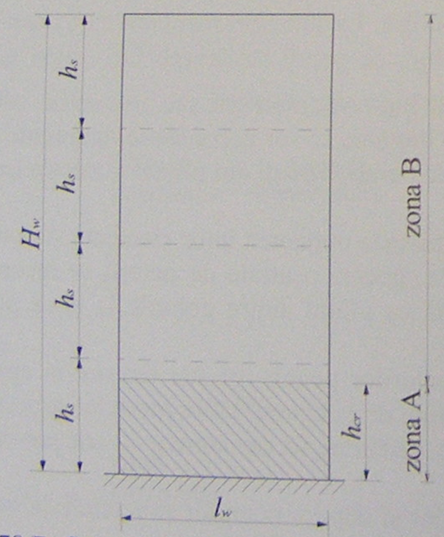


Figura 5.78 Definirea zonei plastic potențială a diafragmelor

după P100 $\quad h_{cr} = 0{,}4l_w + 0{,}05H_w$

după EC8 $\quad h_{cr} = \max(l_w, H_w/6)$

cu limitările: $h_{cr} \leq \begin{cases}h_s \text{ pentru } n \leq 6 \text{ niveluri}\\ 2h_s \text{ pentru } n \geq 7 \text{ niveluri}\\ 2l_w\end{cases}$ (5.50)

în care h_s este înălțimea liberă a etajului, iar baza este definită la nivelul fundației sau al infrastructurii (la partea superioară a subsolului cu diafragme rigide și pereți perimetrali).

a.) **Armarea în câmp** se realizează din plase formate din bare independente ortogonale, dispuse continuu câte una la fiecare față a diafragmelor (fig. 5.79).

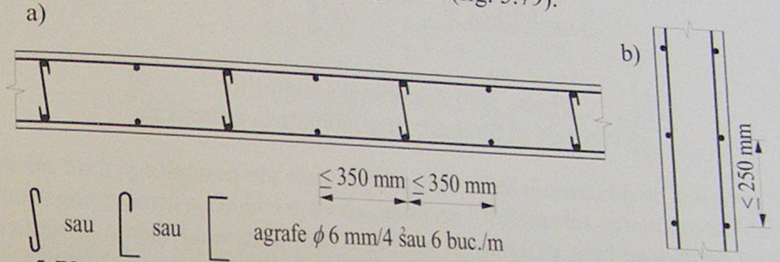


Figura 5.79 Armarea continuă a inimii: a) secțiune orizontală; b) secțiune verticală.

Aria **armăturii verticale,** în zona A, va fi cuprinsă între $0{,}003\,A_c$ și $0{,}04\,A_c$. În general jumătatea acestei armături va fi dispusă pe fiecare față a peretelui. În zonele cu seismicitate redusă ($a_g \leq 0{,}08g$) sau în zona B de perete indiferent de intensitatea zonei seismice, cantitatea minimă de armătură va fi $0{,}002A_c$.

Diametrul minim al barelor se va lua 10 mm, iar distanța maximă între bare se va lua 350 mm în cazul armării cu bare independente.

Armătura orizontală va fi dispusă intre armătura verticală și cea mai apropiată față a peretelui și va avea aria cel puțin $0{,}0025\,A_c$ în zona A de perete și $0{,}002\,A_c$ în zona B sau în zone seismice cu $a_g \leq 0{,}08g$ indiferent dacă se armează zona A sau B de perete.

Diametrul minim al barelor se va lua 8 mm, la distanța maximă de 250 mm, în cazul armării cu bare independente.

Plase sudate din sârme ecruisate pot fi folosite, de regulă, numai la armăturile constructive. Dacă se asigură o comportare a sârmelor în domeniul liniar elastic printr-o asigurare superioară față de eforturile secționale se pot utiliza și ca armătură de rezistență. Procentele minime în acest caz sunt 0,25% pentru armăturile orizontale și 0,20% pentru cele verticale.

Plasele se leagă intre ele cu agrafe în număr de 4 pe m^2 dacă diametrul barelor este cel mult 10 mm și de 6 pe m^2, în caz contrar.

De regulă nu se admit înnădiri ale armăturilor verticale în zona A în special a celor de diametre mai mari concentrate la extremitățile secțiunii. Dacă nu se poate evita înnădirea armăturilor în zona A, se recomandă ca înnădirea armăturilor principale concentrate la extremitățile secțiunilor pereților să se facă prin sudare cap la cap sau prin manșonare (sau alte dispozitive similare).

Pentru armăturile din bare independente, lungimile minime de înnădire prin suprapunere vor respecta prevederile de la punctul 5.1.3.2 dar nu vor fi mai mici de $50d_{bl}$, iar în zona B a peretelui $40d_{bl}$ (d_{bl} diametrul barei verticale sau orizontale).

Barele verticale de rezistență se ancorează direct în fundație pe o lungime de ancorare l_{bd} dar minim $50d_{bl}$ (fig. 5.80a).

La intersecția între diafragme și planșee se creează o centură în care se dispune o armătură formată din cel puțin 4 bare cu diametrul minim de 12 mm.

Barele orizontale din centuri şi barele orizontale independente din armarea de câmp la intersecţiile în formă de T sau L, se vor ancora cu o lungime minimă de $40d_{bl}$ (fig. 5.80b).

În cazul golurilor izolate de dimensiuni mari şi al golurilor care nu se suprapun pe verticală, armăturile în jurul acestora se vor prevedea în corelare cu starea de eforturi stabilită ţinând seama în calcul de aceste goluri.

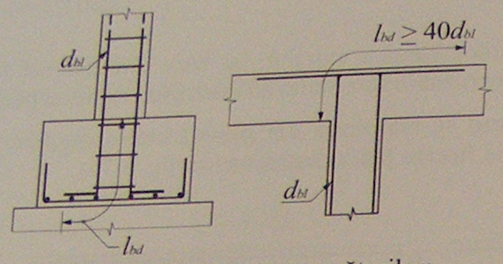


Figura 5.80 Ancorarea armăturilor:
a) verticale în fundaţii; b) orizontale la intersecţii.

În jurul golurilor de dimensiuni mici în raport cu cele ale peretelui şi care nu influenţează în mod semnificativ comportarea ansamblului acestuia, se va prevedea o armare constructivă având pe fiecare latură cel puţin două bare $\phi 10$ mm şi cel puţin secţiunea echivalentă armăturilor întrerupte pe porţiunea de gol aferentă

Pentru barele de bordare a golurilor, lungimea de ancorare ($l_{s,0}$ respectiv $l_{s,v}$) se stabileşte în conformitate cu cele prezentate în figura 5.81; l_{bd} reprezintă lungimea de ancorare stabilită pe baza prevederilor de la punctul 5.1.3.1.

Armăturile orizontale de bordaj pot include şi armătura centurii planşeului. Armatura orizontală prevăzută la partea superioară a golului trebuie să preia şi eforturile de încovoiere a grinzii create prin introducerea golului.

Aria minimă de armătură în zona critică va fi 0,006 A_c şi 0,005 A_c pentru zona B de perete, iar aria maximă 0,04 A_c.

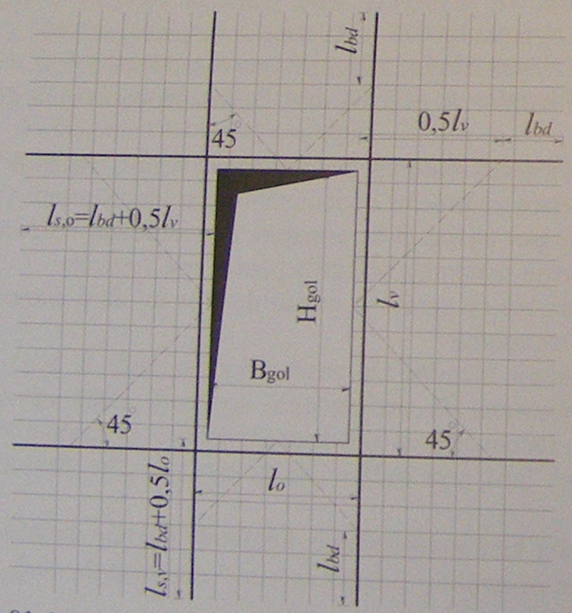


Figura 5.81 Ancorarea armăturilor verticale de bordare a golurilor

b.) **Armarea zonelor de capăt**, pe suprafeţele indicate în figura 5.82, se realizează cu carcase de tipul celor utilizate la armarea stâlpilor cu armătura longitudinală cuprinsă între 0,005 A_c (pentru zona A) şi 0,04 A_c.

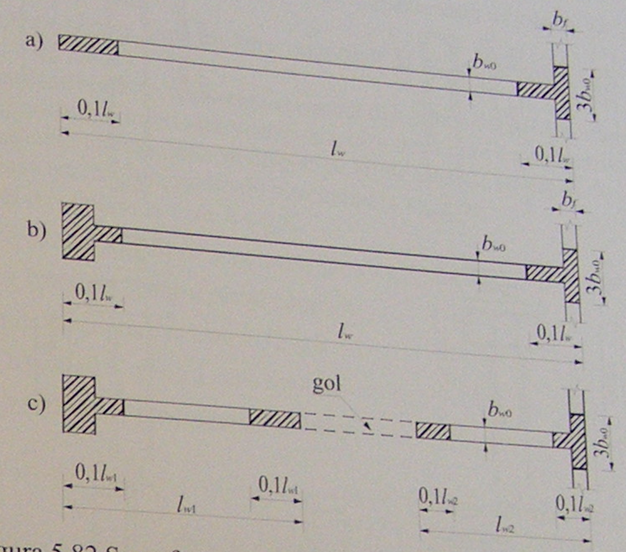


Figura 5.82 Suprafeţe cu armări locale pentru: a) secţiuni lamelare;
a) secţiuni cu bulbi; c) secţiunile pereţilor cuplaţi.

Pentru zona seismică $a_g \leq 0,08g$ indiferent de zona de perete aria minimă va fi de 0,004 A_c. Diametrul minim al armăturilor este 12 mm.

Armarea locală va respecta, de regulă, din punct de vedere a distribuţiei şi numărul minim de bare, detaliile din figura 5.83.

Armătura transversală sub formă de etrieri şi agrafe se va realiza din bare cu diametrul minim de 6 mm sau $d_{bl}/4$ (d_{bl} – diametrul minim al barelor verticale).

Distanţele maxime admise între etrieri şi agrafe vor fi următoarele:
- în zona A de perete: 150 mm în zona seismică cu $a_g \leq 0,08g$ şi
  120 mm, dar nu mai mult de $10d_{bl}$, pentru restul zonelor seismice;
- în zona B de perete: 200 mm, dar nu mai mult decât $15d_{bl}$.

Secţiunile se vor alcătui astfel încât barele longitudinale să se găsească la punctul de îndoire al etrierilor perimetrali, al celor intermediari sau al agrafelor.

Aria etrierilor trebuie să respecte cel puţin aceeaşi capacitate de rezistenţă cu armătura orizontală din câmpurile adiacente. În situaţia când armătura orizontală din câmp se întrerupe în dreptul carcasei din capătul diafragmei, aceasta se va suprapune corespunzător cu etrierii carcasei.

c.) **Armarea intersecţiilor interioare între diafragme** se prezintă în figura 5.84. Carcasa de armătură va avea doi etrieri in cruce care fac legătura cu armarea orizontală a pereţilor.

Armarea verticală minimă a zonelor în intersecţie va fi de $12\phi 12$ pentru zona A şi $4\phi 12 + 8\phi 10$ pentru zona B de perete.

Etrierii având diametrul minim 6mm se aşează la distanţa maximă de 200 mm.

Când armătura în câmp este de rezistenţă, etrierii carcasei de intersecţie trebuie să aibă aceeaşi arie (pentru aceeaşi calitate de oţel) cu cea a armăturii orizontale din câmpul diafragmei.

Armătura continuă din câmp se înnădeşte cu carcasa de intersecţie pe lungimea de suprapunere.

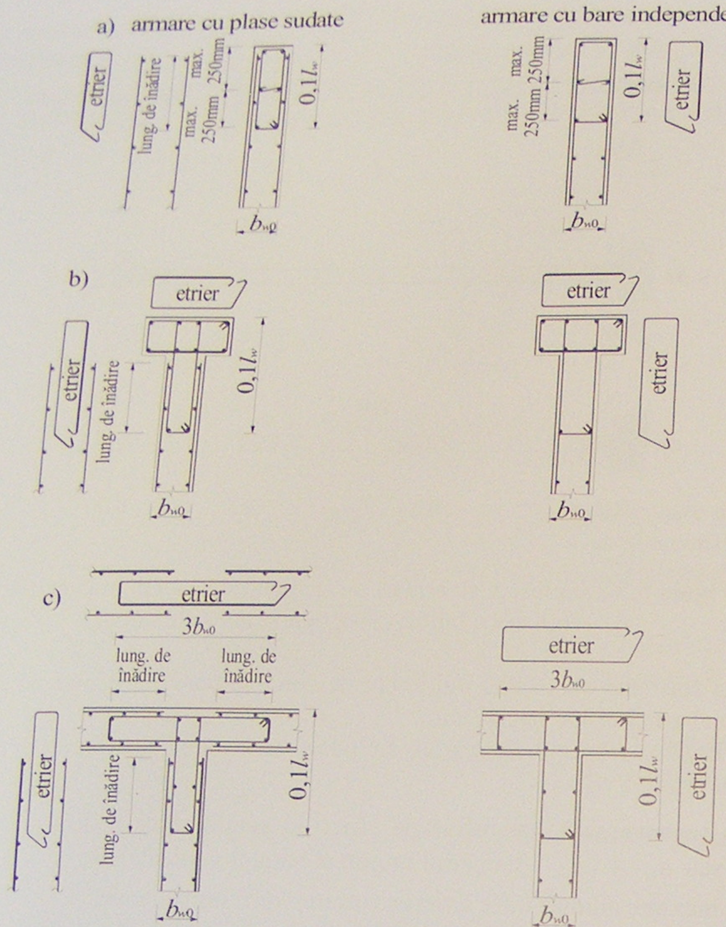


Figura 5.83 Armarea zonelor de capăt a diafragmelor:
a) capăt lamelar; b) capăt cu bulb; c) capăt cu talpă

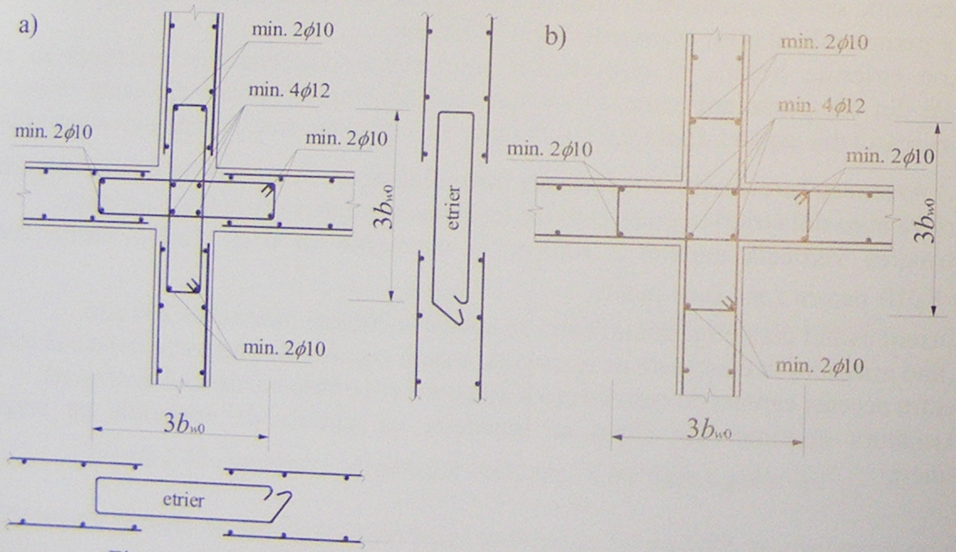


Figura 5.84 Armarea intersecțiilor interioare ale diafragmelor:
a) cu plase sudate; b) cu bare independente

5.2.5.3 *Armarea riglelor de cuplare*

Riglele de cuplare se pot arma cu bare orizontale și etrieri verticali (fig. 5.85a) sau cu bare înclinate încrucișate (fig. 5.85b).

Armătura longitudinală de rezistență rezultată din dimensionarea la moment încovoietor, se dispune la partea superioară și inferioară a secțiunii, câte două bare cu diametrul minim de 12 mm.

Barele longitudinale intermediare se dispun pe fețele laterale ale riglei de cuplare cu diametrul minim de 12 mm. Aria barelor longitudinale intermediare va fi de:

– pentru grinzi de cuplare la care $h \le l_0/2$

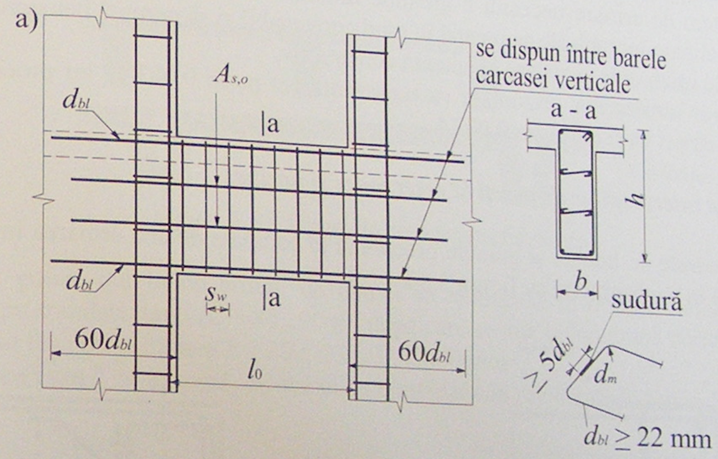
$A_{s,0} \ge 0{,}0020 A_c$ pentru zone seismice cu $a_g \le 0{,}12g$

$A_{s,0} \ge 0{,}0025 A_c$ pentru restul zonelor.

– pentru grinzile de cuplare la care $l_0/2 < h$

$A_{s,0} \ge 0{,}0030 A_c$ pentru zone seismice cu $a_g \le 0{,}12g$

$A_{s,0} \ge 0{,}0040 A_c$ pentru restul zonelor.



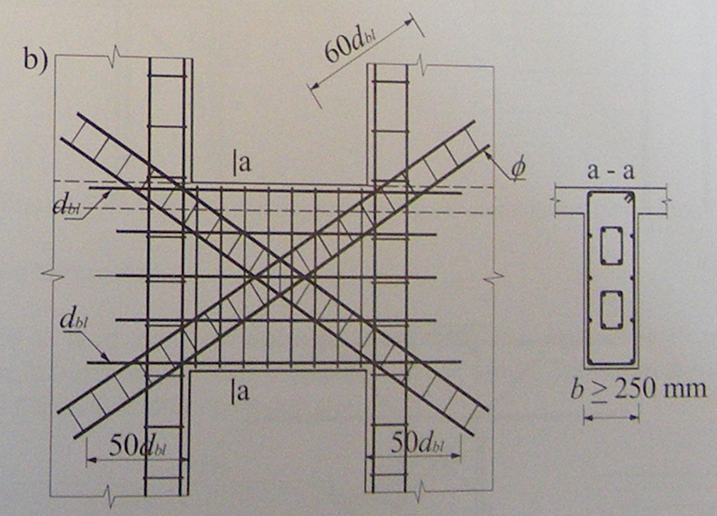


Figura 5.85 Armarea riglelor de cuplare:
a) cu bare orizontale și etrieri; b) cu armături încrucișate înclinate

Armătura transversală formată din etrieri verticali cu diametrul minim de 6 mm va avea o arie minimă de $0{,}002\,A_c$.

Distanța maximă între etrieri va fi:

$$S_w = \min\begin{cases} \le 8d_{bl} \\ \le 150\ \text{mm} \end{cases} \qquad (5.51)$$

unde d_{bl} este diametrul armăturilor longitudinale de la partea superioară și inferioară.

La grinzile turnate în două etape la care se contează pe întreaga înălțime, etrierii se prevăd pe întreaga înălțime a acestora și se dimensionează pentru a îndeplini și rolul de conectori.

În cazul utilizării unor armături longitudinale cu diametrul mai mare sau egal cu 22 mm se recomandă ca extremitățile barelor să fie curbate și înnădite prin sudură (fig. 5.85a).

La riglele cu armături principale încrucișate (fig. 5.85b), armăturile înclinate se asamblează sub formă de carcase cu câte cel puțin 4 bare longitudinale și etrieri sau fretă cu pasul redus la maxim 6ø (ø diametrul armăturii înclinate).

Lungimea de ancorare a barelor înclinate va fi minim 60ø.

Diagonalele pot fi realizate și din profile metalice.

Acest sistem de armare necesită o grosime minimă a diafragmei de 250 mm pentru ca cele două carcase înclinate încrucișate sa încapă în mod convenabil și să permită betonarea.

Armăturile orizontale și etrierii se dispun constructiv.

Aria tuturor armăturilor orizontale va reprezenta cel puțin $0{,}003A_c$, iar procentul de armare transversală cu etrieri va fi cel puțin $0{,}002A_c$.

5.2.5.4 *Armarea intersecțiilor de pereți la rezervoare și bazine*

La rezervoarele de lichide și granule precum și la bazinele de apă armarea intersecțiilor între pereți se rezolvă în conformitate cu figura 5.86.

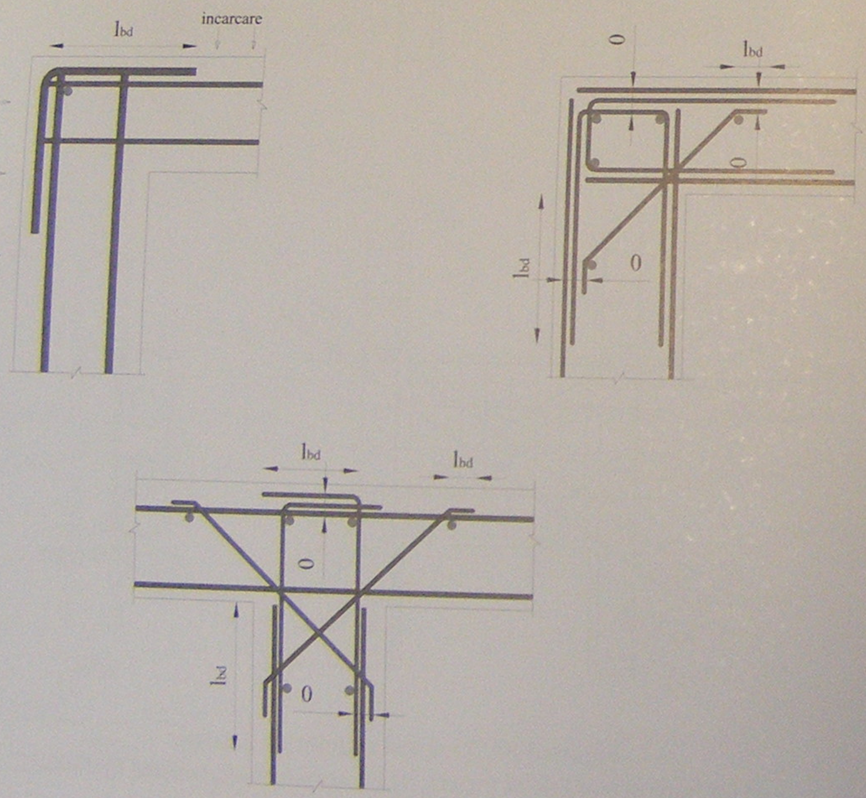


Figura 5.86 Armarea intersecțiilor la pereți

5.3 Reguli suplimentare pentru elemente și structuri prefabricate

5.3.1 Planșee

5.3.1.1 *Elemente prefabricate de suprafață*

Pentru planșee se folosesc elemente prefabricate de tip fâșii cu goluri sau pline (fig. 5.87a), predale cu nervuri dese din bare de oțel sau simple precomprimate (fig. 5.87b), predale cu nervuri la partea superioară din beton precomprimat (fig. 5.87c), elemente Π sau T (fig. 5.87d) și chesoane (fig. 5.87e). Elementele se pot realiza din beton armat sau în cazul unor încărcări și/sau deschideri mari se execută din beton precomprimat.

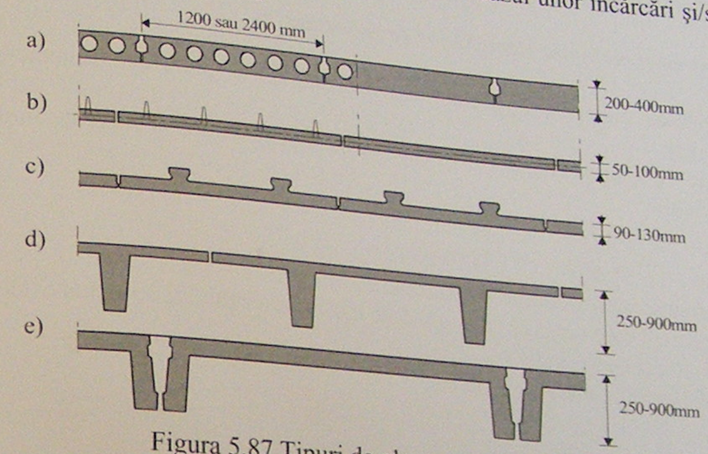
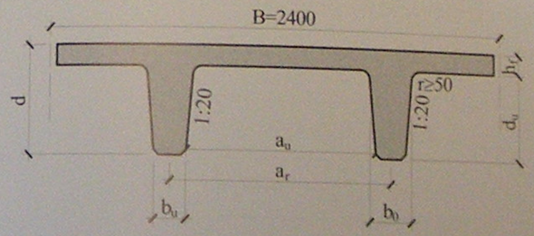


Figura 5.87 Tipuri de planșee prefabricate

Fâșiile cu goluri din beton armat, de obicei se realizează în cofraje individuale, iar cele precomprimate pe standuri lungi (L = 80...90 m) după care se taie la lungimea dorită. Cu instalațiile existente se obțin fâșii cu înălțimea h = 200; 260, 320; 400 mm

Elementele Π sau T se execută, de obicei cu dimensiunile prevăzute în figura 5.88.



Dimensiunea în mm							
d_a	200	300	400	500	600	700	800
b_a	190						
b_0	210	220	230	240	250	260	270
h_f	≥60						

Figura 5.88 Caracteristicile geometrice ale elementului de planșeu Π

5.3.1.2 *Alcătuirea planșeelor*

Atunci când se ia în calcul redistribuirea transversală a sarcinilor între elementele adiacente, trebuie prevăzute îmbinări de forfecare corespunzătoare la rosturi. Transmiterea forțelor tăietoare în îmbinări poate fi realizată în diferite moduri (fig. 5.89).

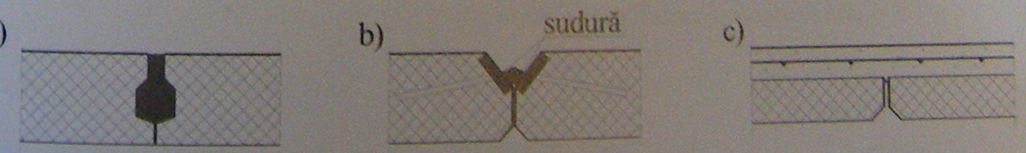


Figura 5.89 Exemple de îmbinări între elemente prefabricate de planșeu:
a) îmbinări monolite, b) îmbinări sudate, c) suprabetonare armată

Peste elementele de suprafață folosite la alcătuirea planșeelor se prevede o suprabetonare de cel puțin 40 mm grosime. La dimensionarea planșeului se poate ține cont de această suprabetonare dacă se asigură o conlucrare între cele două betoane turnate în etape diferite (vezi punctul 3.2.3.2).

În zone seismice cu $a_g \geq 0{,}12$ suprabetonarea trebuie să asigure monolitismul ansamblului planșeului pentru formarea șaibei rigide orizontale. De aceea va avea o grosime de cel puțin 60 mm și va fi armată cu plasă de oțel beton cu aria ≥ 250 mm^2/m.

Verificarea elementului prefabricat trebuie efectuat în toate stadiile construcției, înainte și după întărirea betonului din suprabetonare.

5.3.1.3 *Decofrarea și montajul elementelor de suprafață*

La proiectarea elementelor prefabricate trebuie să se precizeze schemele de decofrare, transport și montaj.

Elementele de agățare (fig. 5.90) trebuie să se dimensioneze la forța de întindere Z care se determină cu relațiile:

$$Z = G \cdot \omega \cdot \xi / n \qquad \text{la decofrare} \qquad (5.52)$$

$$Z = G \cdot \omega \cdot \psi / n \qquad \text{la montaj} \qquad (5.53)$$

în care: G este greutatea elementului de planșeu;

ω – coeficient care depinde de unghiul de înclinare a cablului de agățare (tab. 5.13);

$\xi = 2$ – factor de desprindere;

ψ – coeficient dinamic (tab. 5.14).

Tabelul 5.13 Valorile coeficientului ω

α	Factorul ω
0°	1
30°	1,04
60°	1,16
90°	1,41

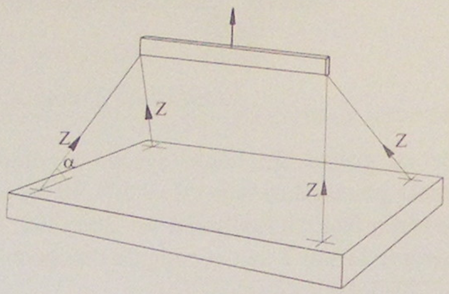


Figura 5.90 Schema de montaj la elementele de planșeu

Tabelul 5.14 Coeficient dinamic recomandat

Dispozitiv de ridicare		Viteză de ridicare m/min	Coeficient dinamic ψ
Macara fixă, rotativă sau pe șine		< 90	1,0
		≥ 90	≥ 1,3
Ridicare și transport pe teren	Neted	-	≥ 1,65
	Denivelat	-	≥ 2,0

Urechile de agățare se pot realiza din agrafe obișnuite sau elemente speciale (vezi pct. 5.3.2.3). Cablul de ridicare are rol de amortizare a șocurilor, cu cât cablul este mai lung cu atât efectul de amortizare este mai mare. Folosirea unor lanțuri scurte de ridicare sunt dezavantajoase.

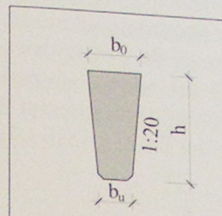
5.3.2 Grinzi

5.3.2.1 *Forma și dimensiunile secțiunii transversale*

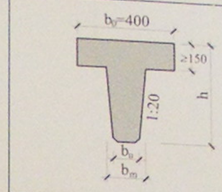
Grinzile prefabricate pot fi realizate într-o varietate de forme mult mai mare decât cele monolite (fig. 5.91).

O eficiență maximă se poate obține prin proiectare numai dacă se acordă atenție sporită dimensiunilor optime și dacă se urmărește reducerea armăturilor constructive la minim posibil.

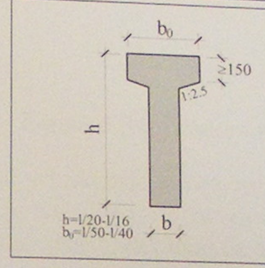
La elemente prefabricate se pot adopta și înălțimi mai mici dacă se verifică prin calcul, pe lângă condițiile de rezistență și cele privitoare la deformații. Înălțimea minimă la grinzile precomprimate poate fi mai redusă, față de cele din beton armat.



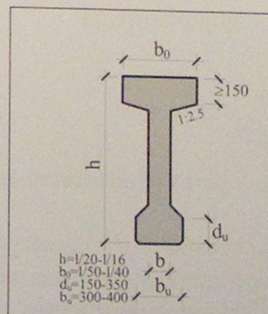
h (mm)	b_u	b_0	l_{max} (m)
400	150	190	7,50
	190	230	10,00
500	150	200	10,00
	190	240	12,50
600	150	210	11,00
	190	250	15,00
800	190	270	17,50



h (mm)	b_u	b_0	l_{max} (m)
850	190	250	20,00
950	190	270	20,00



h (mm)	b_0	b	l_{max} (m)
600	400	190	15,00
800	400	190	20,00
1000	400	190	25,00
1200	500	190	25,00
1400	600	190	30,00
1600	700	250	35,00
1800	800	250	35,00
2000	800	250	40,00



h (mm)	b_0	b	d_u	l_{max} (m)
800	400	120	150	20,00
1000	400	120	150	25,00
1200	500	120	160	30,00
1400	600	120	250	35,00
1600	700	120	250	40,00
1800	800	150	250	40,00
2000	800	150	350	40,00
2200	800	150	350	40,00
2400	800	150	350	40,00

Figura 5.91 Tipuri de grinzi prefabricate

Din punct de vedere economic, se indică pentru grinzile cu armătură preîntinsă următoarele limite: $\frac{1}{20} > \frac{h}{l} > \frac{1}{30}$.

La stabilirea dimensiunilor secțiunii transversale de beton trebuie să se respecte și prevederile de la punctul 6.2.1, adică dimensiunea minimă după rezistența la foc.

5.3.2.2 *Aparate de reazem*

Pentru rezemarea grinzilor prefabricate și armarea specifică din zonă se vor respecta prevederile prezentate în anexa XII.

5.3.2.3 *Montajul grinzilor prefabricate*

La grinzile prefabricate, în general, iar la cele zvelte în mod special, trebuie să se țină cont de posibilitatea pierderii stabilității și răsturnării laterale în timpul transportului, manipulării și montajului. Stabilitatea laterală se obține prin respectarea prevederilor prezentate în anexa VI.

Pentru a evita răsturnarea laterală, punctele de prindere trebuie să fie deasupra centrului de greutate a grinzii (f_1). Dacă grinda se ridică dintr-un capăt există un pericol și mai mare de răsturnare. De aceea pe capătul opus trebuie să se prevadă sprijiniri laterale sau punctul de ridicare trebuie îndepărtat (f_2) față de linia care leagă centrul de greutate și capătul fix al grinzii (fig. 5.92a).

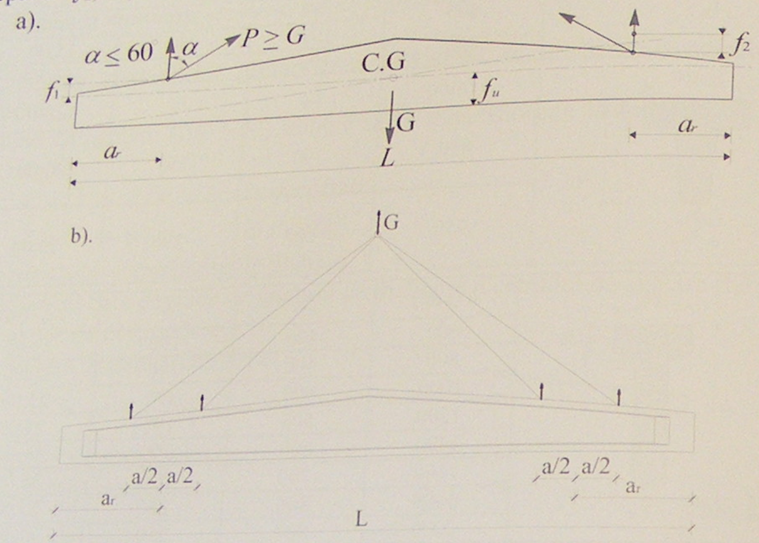


Figura 5.92 Stabilirea punctelor de ridicare la o grindă prefabricată

Punctele de fixare se prevăd la cel mult:

– $a_r \leq L/5$ la grinzile de beton armat;

– $a_r \leq L/8$ la grinzile din beton precomprimat;

dar se va păstra și o distanță minimă față de capătul grinzii pentru a permite ancorarea armăturilor longitudinale; – $a_r \geq a_{r,min}$

În cazul grinzilor grele și cu lungimi mari în mod obișnuit se prevăd patru puncte de agățare (fig. 5.91b) reducându-se astfel forța de întindere care acționează pe urechea sau piesa de ridicare. În acest caz distanța $a_r \leq L/5$ atât la grinzile de beton armat cât și la cele precomprimate.

Dacă în grindă sunt lăsate urechi de agățare, confecționate în mod tradițional cu agrafe din bare de armătură, unghiul cablului de ridicare cu verticala poate fi cel mult 60°. În cazul utilizării unor piese speciale de ridicare (fig. 5.93) unghiul cablului trebuie să fie mai mic sau egal cu 45°.

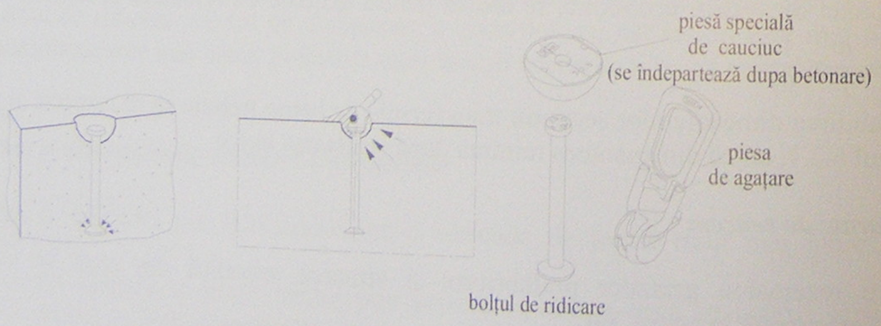


Figura 5.93 Dispozitiv de ridicare

Dimensiunile bolțului, precum și distanța minimă de la capătul grinzii diferă în funcție de capacitatea de ridicare și producător (Peikko, Halfen-Deha, Pfeifer, Terwa etc.). În anexa XIII se prezintă caracteristicile pieselor de ridicare produse de firma Deha.

În zona piesei de ridicare se prevăd armături suplimentare sub forma unor etrieri deschiși sau închiși și bare longitudinale. În cazul în care poziția cablului de ridicare este mult diferită de verticală ($10° \leq \alpha \leq 45°$) se prevede și o armătură longitudinală în formă de agrafă (fig. 5.94). Valorile minime pentru distanța bolțului de ridicare față de capătul elementului (a_r) se prezintă în anexa XIII (tabelul XIII.1).

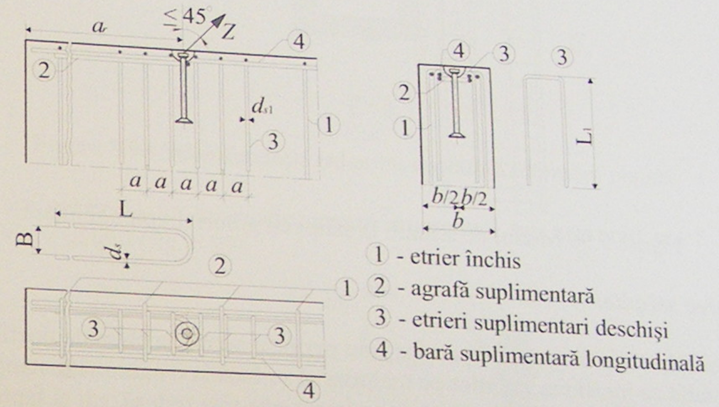


Figura 5.94 Armarea suplimentară unei grinzi în zona cu dispozitiv de ridicare

Dacă grinda este lată și are o înălțime mică (greutatea proprie este mare) se pot folosi bolțuri de ridicare cu plăci de ancorare (anexa XIII, tab. XIII.2). În acest caz se prevăd armături suplimentare deasupra plăcii de ancorare (fig. 5.95).

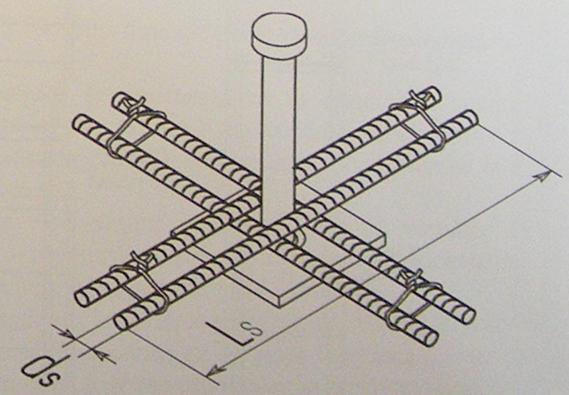


Figura 5.95 Armare suplimentară la un dispozitiv cu placa

5.3.3 Stâlpi

5.3.3.1 *Forma și dimensiunile stâlpilor*

Stâlpii halelor parter sau etajate au secțiunea pătrată, dreptunghiulară, T sau I. Pe înălțime, pot fi executați cu secțiunea constantă sau variabilă. La eforturi mari stâlpii pot fi cu goluri, cu secțiunea constantă sau variabilă. La eforturi mari stâlpii cu goluri dreptunghiulare, tip Vierendeel, reprezintă o soluție avantajoasă datorită reducerii greutății proprii a elementului (transport mai ieftin). Dimensiunile golurilor și modul de armare se prezintă în figura 5.96.

La construcțiile etajate se recomandă ca pe înălțime pe cât e posibil să se adopte secțiunea constantă. Stâlpii se pot executa din bucăți întregi pe toată înălțimea construcției (l_{max} = 36...40 m) sau se alcătuiesc din tronsoane de 1...3 niveluri.

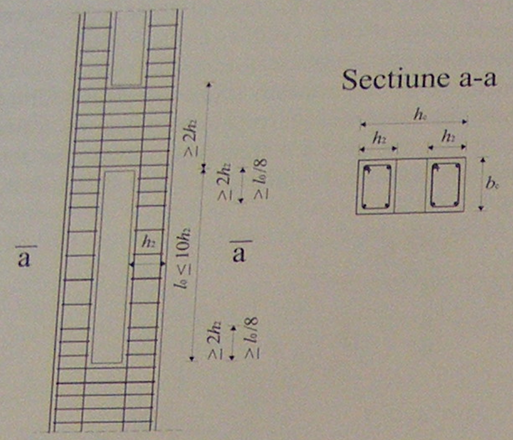


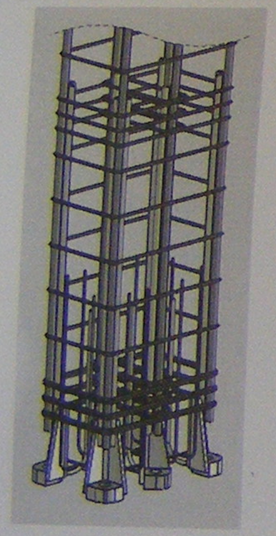
Figura 5.96 Modul de armare la stâlpi cu goluri dreptunghiulare

5.3.3.2 *Îmbinarea stâlpilor*

Îmbinările stâlp-stâlp din regiunile critice sunt permise numai la clasa de ductilitate M.

Este preferabil ca înnădirea stâlpilor pe înălțime să se facă la o anumită distanță față de nivelul riglelor, atât datorită faptului că solicitarea de încovoiere este mai redusă, cât şi faptul că se lucrează mai uşor în timpul execuției îmbinărilor (fig. 5.97).

detaliu de armare Peikko



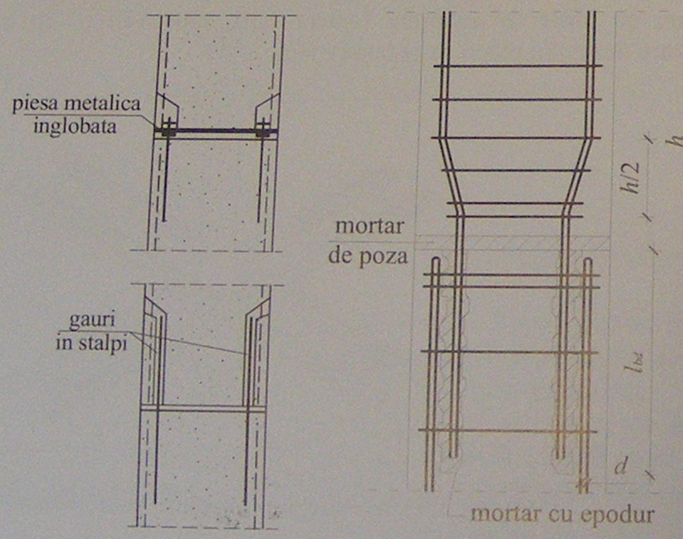


Figura 5.97 Îmbinarea stâlp-stâlp

Îmbinarea stâlp prefabricat-fundație pahar este cea mai simplă şi mai puțin sensibilă la erorile de execuție (fig. 5.98).

Adâncimea paharului cu pereți netezi trebuie să fie suficient de mare să asigure încastrarea stâlpului în fundația pahar. Se recomandă ca: $l \geq 1{,}2h$ sau $l \geq 1/8\, H_s$ (h – este dimensiunea cea mai mare a secțiunii transversale iar H_s – lungimea de calcul a stâlpului ce se ia de la mijlocul înălțimii golului paharului până la grinda de rulare a podului sau la grinda principală).

La stabilirea lungimii l de înglobare a stâlpului în pahar se va ține cont şi de lungimea de ancorare l_{bd} a armăturilor longitudinali din stâlp.

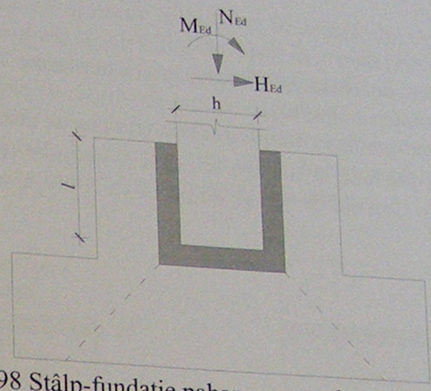


Figura 5.98 Stâlp-fundație pahar cu suprafața îmbinării netedă

Paharele care prezintă, din fabricație, pereții amprentați sau nervurați pot fi considerate ca acționând monolit cu stâlpul (fig. 5.99).

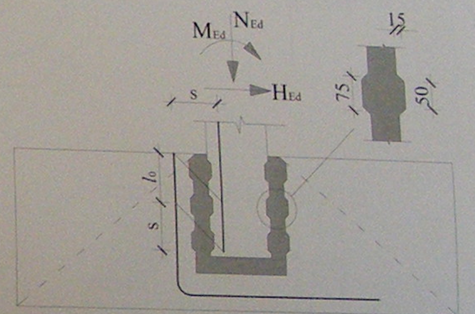


Figura 5.99 Stâlp-fundație pahar cu suprafața îmbinării amprentată

Calculul la străpungere se efectuează ca în cazul unui ansamblu monolit stâlp-fundație, conform celor prezentate la punctul 3.4.1, cu condiția să se verifice transmiterea forfecării între stâlp şi fundație. Dacă această condiție nu este îndeplinită calculul la străpungere trebuie făcut ca pentru pahare cu pereți netezi.

Când transmiterea momentului generează eforturi verticale de întindere, suprapunerea armăturilor din stâlpi şi a armăturilor din fundație trebuie să respecte prevederile din figura 5.99 (l_0 este lungimea de suprapunere, vezi punctul 5.1.3.2).

Paharul se poate realiza şi în varianta prefabricată (fig. 5.100) când armăturile care se introduc în talpa fundației trebuie să fie ancorate cu cel puțin lungimea l_{bd} , iar prin buclele lăsate din pahar, trebuie să treacă cel puțin două bare longitudinale din armătura tălpii.

Pentru montajul paharului se prevăd cel puțin trei distanțieri din țeavă cu lungime mai mare decât a mustăților (fig. 5.100).

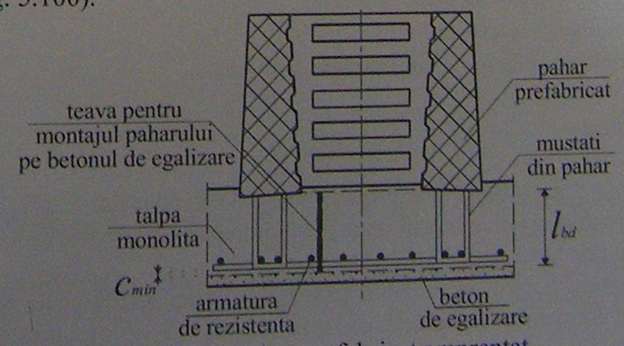


Figura 5.100 Pahar prefabricat amprentat

5.3.3.3 *Montajul stâlpilor*

Pentru montajul stâlpilor, de obicei se folosesc găuri amplasate în două sau într-un singur loc în funcție de lungimea și greutatea stâlpului.

Pentru un montaj cât mai precis la stâlpii cu $H \geq 10$ m se va utiliza un dispozitiv special (din două piese metalice) care se prevede la turnare în capătul stâlpilor (fig. 5.101), iar în fundație se fixează cu un mortar de poză. Capătul de jos al stâlpului va fi drept sau teșit în funcție de lățimea (fig. 5.101c).

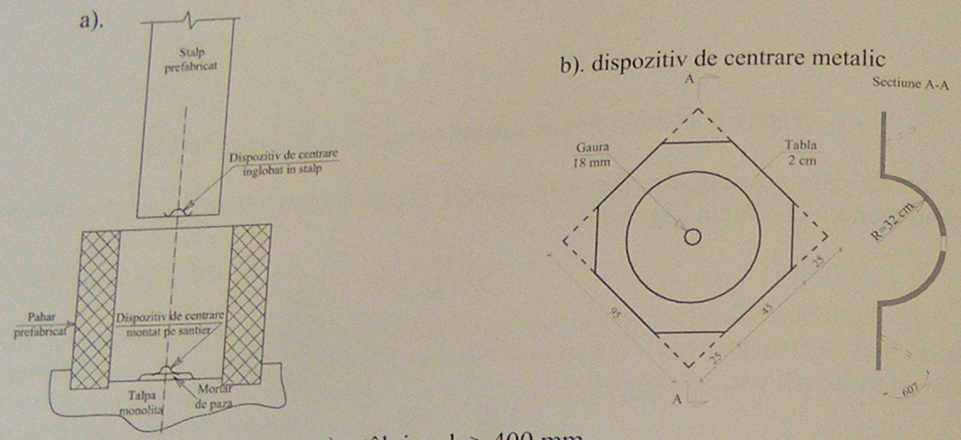


Figura 5.101 Dispozitive de montaj

5.3.4 Noduri de cadru

5.3.4.1 *Tipuri de noduri*

Una din problemele esențiale ale construcțiilor prefabricate din beton armat este legată de concepția și realizarea nodurilor. Modul de alcătuire a îmbinărilor depinde de tipul structurii și de condițiile de montaj.

După cum sunt realizate îmbinările din nod (dacă pot prelua momente încovoietoare sau nu) aceasta se clasifică în:

- nod articulat (îmbinare fără continuitate);
- nod rigid (îmbinare cu continuitate);
- nod parțial rigid (îmbinare cu continuitate parțială).

5.3.4.2 *Noduri articulate*

La nodul articulat atât stâlpul cât și grinda sunt prefabricate (fig. 5.102). Rezemarea grinzii pe consola stâlpului se realizează cu ajutorul unor plăci de repartiție (neopren). Capătul grinzii poate fi intact (fig. 5.102a) sau decupat (fig. 5.102b).

Plăcile de rezemare trebuie să prezinte proprietăți de rezistență și de deformație conform cu ipotezele de calcul. Dimensiunile plăcii de rezemare și distanțele minime față de marginea elementelor rezemate se prezintă în anexa XII.

Articulația se realizează cu ajutorul unui dorn în formă de U, care pornește din consola stâlpului, traversează placa neopren și intră în golul lăsat în grindă (fig. 5.102c). O altă variantă este de a lăsa dornul din grindă care se va introduce în golul lăsat în consolă (fig. 5.102d). După montarea grinzii golul se umple cu mortar de ciment expansiv.

Dornul se dimensionează la solicitarea de forfecare și încovoiere (datorită plăcii neopren) obținută din reacțiunea orizontală. La construcțiile aflate în alte medii decât X0 și XC1, dornul din articulație trebuie să fie dintr-un material rezistent la coroziune.

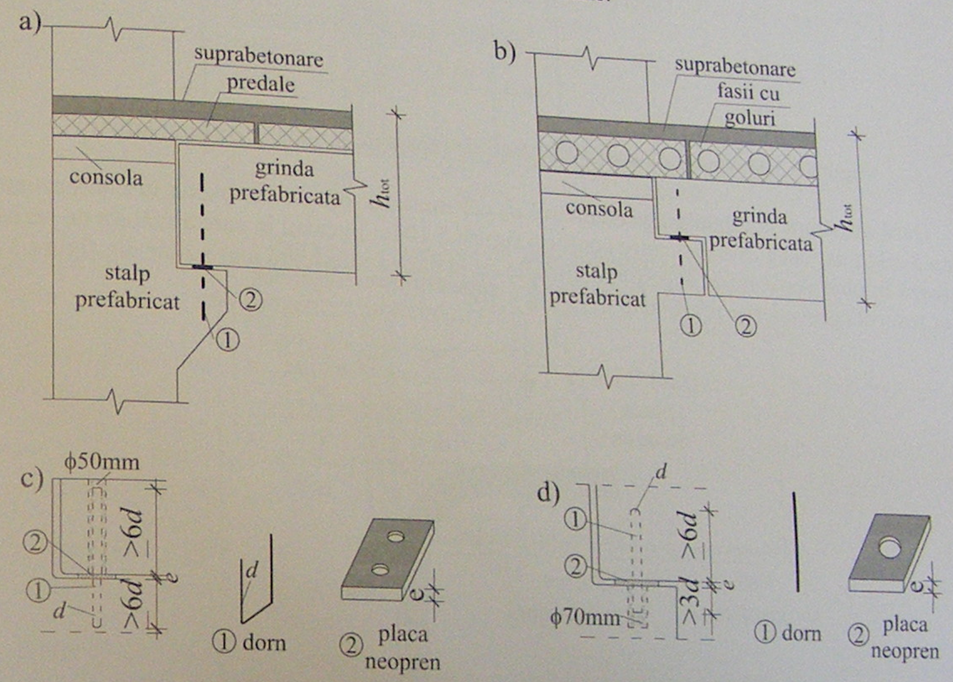


Figura 5.102 Noduri articulate

La așezarea armăturilor în consola stâlpului sub forța concentrată, mai ales în cazul armăturilor cu diametru mare (ø > 16mm), care necesită rază de îndoire mare (fig. 5.103a) trebuie ținut cont de posibilitatea ruperii colțului consolei. Din acest motiv este de preferat așezarea armăturilor de rezistență $A_{s,main}$ (vezi punctul 3.2.3.3) în poziție orizontală (fig. 5.103b) sau prevederea unor ancoraje la capetele barelor (fig. 5.103c).

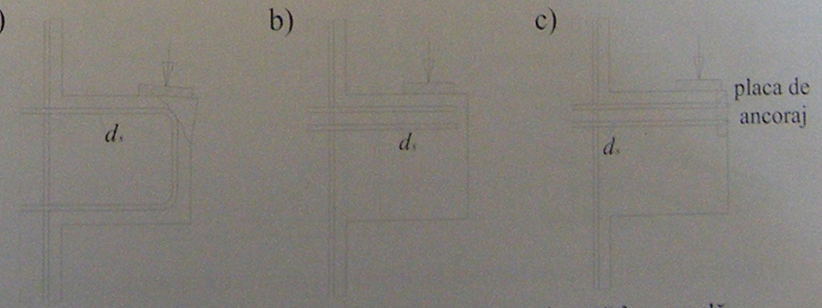


Figura 5.103 Ancorarea armăturilor de rezistență în consolă

Chiar și în cazul armăturilor așezate în plan orizontal ancorarea lor cu bucle trebuie să se facă în așa fel, încât forța de compresiune să acționeze pe betonul aflat în interiorul armăturilor orizontale și verticale (fig. 5.104a).

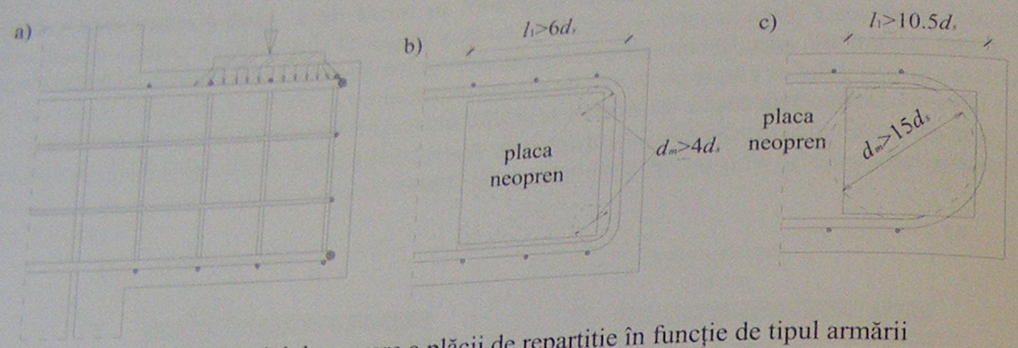


Figura 5.104 Modul de aşezare a plăcii de repartiţie în funcţie de tipul armării

Dacă armătura orizontală are diametrul d_s cel mult 16 mm se va fasona în conformitate cu figura 5.104b, iar dacă este mai mare conform figurii 5.104c. În cazul în care armătura de rezistenţă se aşează în plan vertical (de exemplu consolele de la partea inferioară a grinzilor din figura 3.44b) se vor respecta prevederile prezentate în figura 5.105.

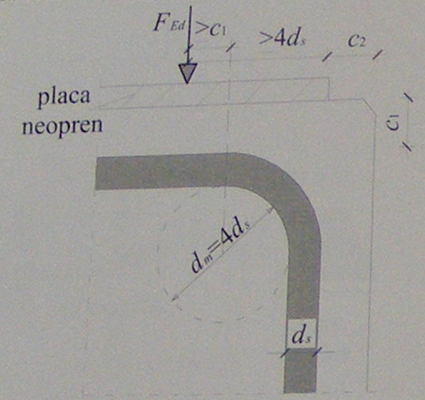


Figura 5.105 Poziţia admisă a forţei concentrate faţă de marginea consolei

Dacă lăţimea grinzii nu permite îndoirea armăturilor cu raza minimă, prevăzută pentru diametrele utilizate (fig. 5.106a), se prevăd plăci de ancorare la capetele barelor (fig. 5.106b).

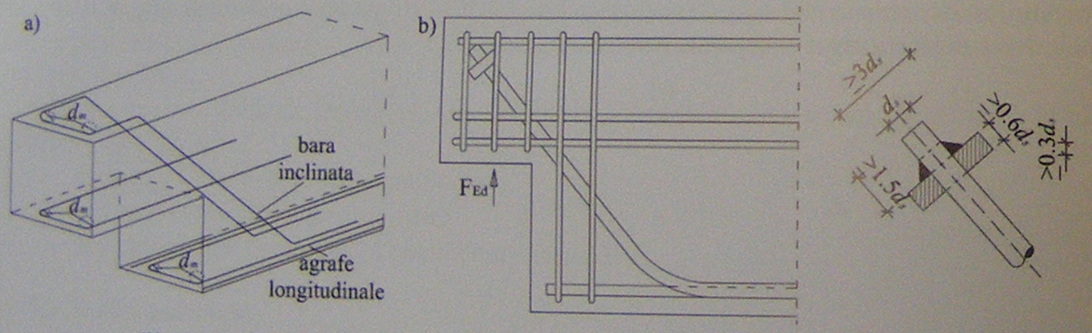


Figura 5.106 Ancorarea barelor înclinate la grinzile cu console scurte:
a) cu bucle; b) cu placă de ancoraj

Consolele scurte ale grinzilor se armează cu bare longitudinale şi etrieri verticali (fig. 5.107a) sau cu bare longitudinale, etrieri verticali şi bare înclinate (fig. 5.107b). Indiferent de varianta de armare adoptată la capătul barelor longitudinale de rezistenţă din câmp se prevăd agrafe de ancorare.

Pe înălţimea h_c se vor aşeza armături constructive sub formă de agrafă, într-o cantitate de cel puţin 1/3 A_{s1}.

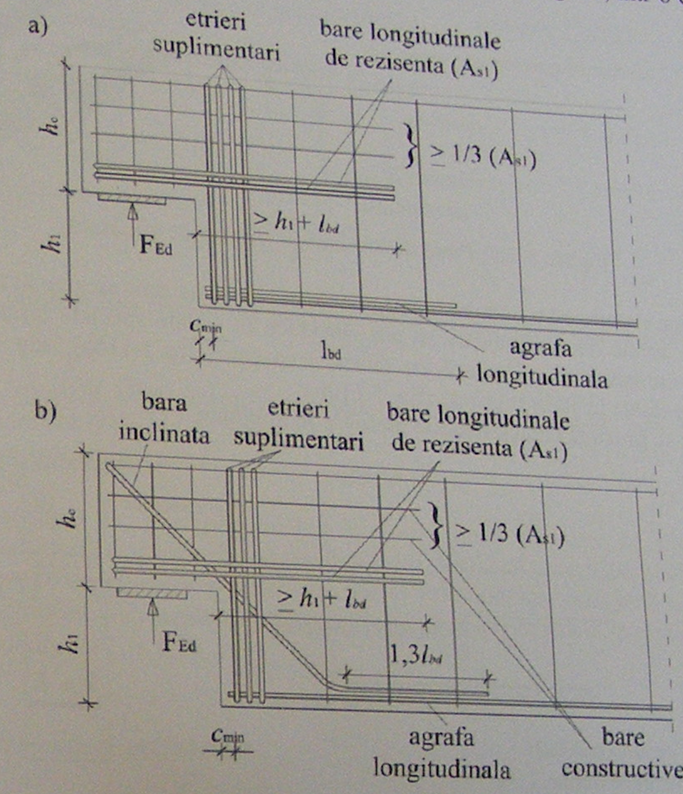


Figura 5.107 Armarea consolelor scurte ale grinzilor

La grinzile secundare sau la elemente de planşeu TT consolele din beton se pot înlocui cu console metalice. În anexa XVII se prezintă o astfel de rezolvare elaborată de firma Peikko.

5.3.4.3 *Noduri rigide sau semirigide*

La nodul rigid sau semirigid grinda este prefabricată iar stâlpul poate fi prefabricat sau turnat monolit.

Dacă grinda şi stâlpul sunt prefabricate (fig. 5.108) în nod armăturile de legătură se vor continuiza. Această continuizare se poate realiza prin suprapunerea barelor sau sudarea lor, dar şi cu ajutorul unor piese speciale la care îmbinarea se rezolvă cu mufe şi bare filetate (fig. 5.109).

Figura 5.108 Noduri prefabricate stâlp-grindă

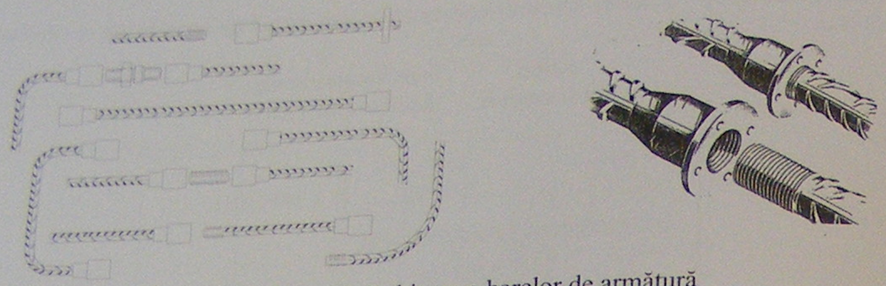
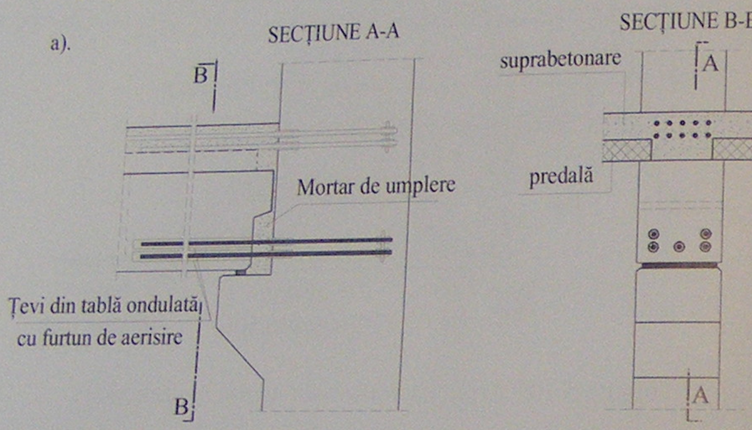


Figura 5.109 Piese de îmbinare a barelor de armătură

De obicei la partea superioară a nodului armăturile de continuitate sunt aşezate în suprabetonare. La partea inferioară barele de continuizare se pot introduce în canale speciale lăsate în grindă, care după realizarea îmbinării se injectează cu mortar expansiv (fig. 5.110a), sau cu ajutorul unor confecţii metalice lăsate în stâlp şi grindă (fig. 5.110b).

În anexa XI se prezintă caracteristicile pieselor de îmbinare.



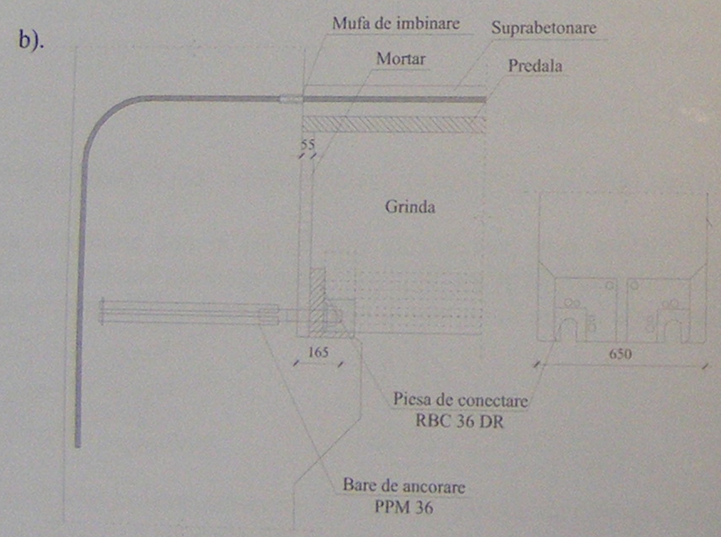


Figura 5.110 Continuizarea armăturilor de rezistenţă la un nod rigid – grindă şi stâlpi prefabricaţi

La nodurile de cadru compuse din stâlpi monoliţi şi grinzi prefabricate de regulă, grinzile prefabricate vor fi oprite la faţa nodului (fig. 5.111).

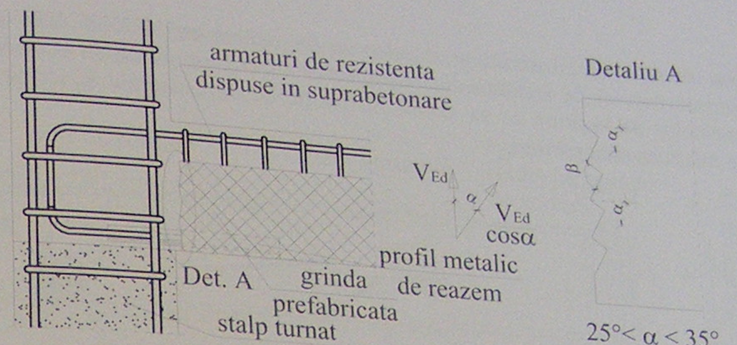


Figura 5.111 Continuizarea armăturilor de rezistenţă la un nod rigid - grindă prefabricat şi stâlp monolit

În cazurile speciale când eforturile rezultate din calculul structurii sunt excesiv de mari, grinzile prefabricate pot fi retrase de la faţa nodului cu lungimi de h...1,5h (h este înălţimea grinzii), dacă prin aceasta solicitările dintre betonul monolit din nod şi beton prefabricat din grinzi se micşorează sensibil.

Nu se recomandă ca, prin pătrunderea în nod a unor elemente de reazem din grinzile prefabricate, să se întrerupă armăturile longitudinale din stâlpi sau etrierii din nod.

Feţele de capăt ale grinzilor prefabricate vor fi verticale, sau uşor înclinate şi prevăzute cu profilaturi astfel proporţionate încât transmiterea forţei tăietoare de calcul în secţiunea grindă-nod să se facă în bune condiţii ($V_{Ed} \le 0{,}7 b_w a\, n\, f_{bd}$).

5.3.5 Pereţi

5.3.5.1 *Forma elementelor prefabricate*

Elementele prefabricate de pereţi care alcătuiesc structura clădirii vor fi realizate, de regulă, sub formă de elemente plane denumite „panouri mari".

Forma elementelor prefabricate rezultă prin secţionarea pereţilor prin tăieturi orizontale şi verticale (fig. 5.112).

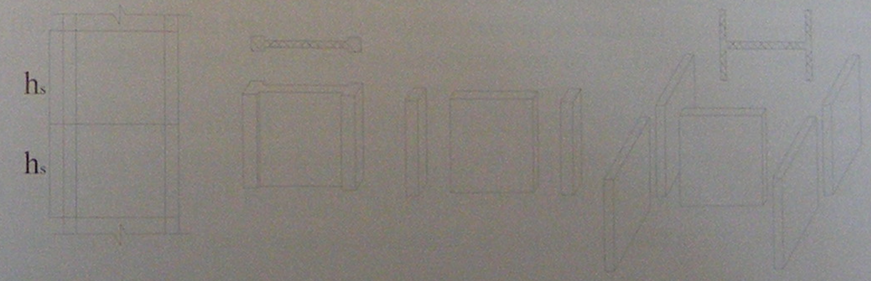


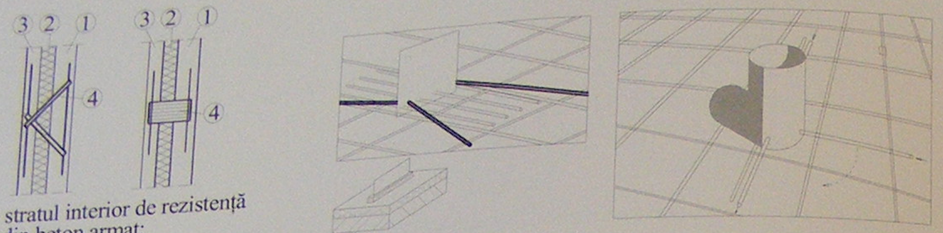
Figura 5.112 Pereţi structurali din elemente prefabricate

Panourile de pereţi interiori vor avea o grosime de cel puţin 140 mm pentru. clădirile cu maxim 5 niveluri şi de minim 160 mm pentru clădiri mai înalte.

Panourile de pereţi exteriori pot fi cu sau fără termoizolaţie inclusă. Cele cu termoizolaţie sunt alcătuite din 3 straturi şi anume:

- un strat interior de rezistenţă din beton armat, grosimea minimă a acestuia poate fi cu 20 mm mai mică de cât cea indicată pentru pereţi interiori;
- un strat termoizolat intermediar din polistiren extrudat;
- un strat exterior de protecţie, din beton armat; cu o grosime minimă de 60 mm.

Legătura dintre stratul exterior şi interior se va realiza cu ajutorul unor piese metalice (fig. 5.113) sau cu nervuri de legătură din beton armat cu o grosime de 40 – 60 mm. Poziţia şi numărul elementelor de legătură se va stabili în funcţie de dimensiunile şi forma panoului şi a golurilor şi de mărimea solicitărilor.



1 - stratul interior de rezistenţă din beton armat;
2 - termoizolaţie;
3 - stratul exterior de protecţie din beton armat;
4 - piese metalice de legătură

Figura 5.113 Piese metalice de legătură dintre stratul interior şi exterior de perete

Armarea verticală şi orizontală a panourilor va respecta prevederile de la diafragmele monolite (vezi punctul 5.2.5.2). Trebuie prevăzută Confinarea minimă a betonului la marginea tuturor panourilor prefabricate cu o secţiune pătrată cu dimensiunea b_w (b_w este grosimea peretelui).

5.3.5.2 *Îmbinarea elementelor prefabricate*

Prin modul de realizare, îmbinările elementelor prefabricate care alcătuiesc pereţii structurali, trebuie să le asigure acestora, sub toate aspectele (rezistenţă, rigiditate şi ductilitate) o comportare similară cu cea a pereţilor monoliţi.

Îmbinările dintre panouri, atât cele verticale cât şi cele orizontale, vor fi obligatoriu de tip deschis pentru a permite controlul vizual al calităţii betonului turnat.

Forţele de lunecare între panouri se transmit prin alveole, praguri (dinţi), armături care traversează îmbinarea şi care sunt corespunzător ancorate.

La îmbinări, forţele de compresiune se transmit de la panou la panou nemijlocit şi/sau prin intermediul betonului din îmbinări, iar forţele de întindere exclusiv prin armăturile înnădite.

a) Îmbinări verticale: Feţele laterale ale panourilor vor fi profilate sub formă de dinţi având de regulă configuraţia din figura 3.29 cu recomandarea ca raportul dintre lungimea şi adâncimea amprentei să fie mai mic de 8, iar adâncimea ≥ 25 mm.

Lungimea totală a secţiunilor de forfecare a dinţilor va fi circa jumătate din înălţimea panoului. Mustăţile orizontale, de minim 5 bucăţi pe înălţimea unui etaj, se pot realiza cu bare drepte, caz în care poziţia lor este la jumătatea grosimii peretelui, sau sub forme de bucle petrecute (fig. 5.114).

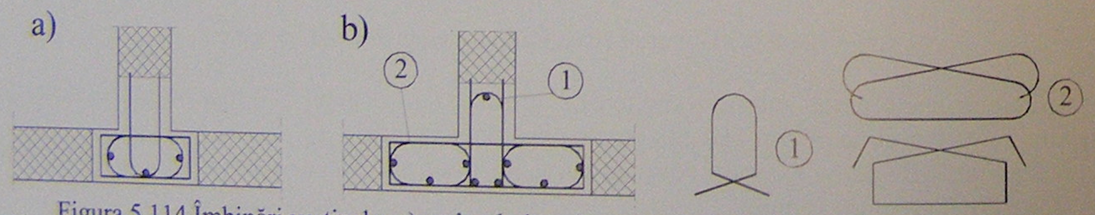


Figura 5.114 Îmbinări verticale: a) cu bucle lungi suprapuse; b) cu bucle scurte şi etrieri suplimentari

Diametrul maxim din care se poate confecţiona bucla semicirculară rezultă din grosimea peretelui de beton şi diametrul minim de îndoire d_{bl} al barei (fig. 5.115). Bucla se va dispune în

interiorul celor două plane de armare a inimii pereţilor. La bucle de diametru relativ mare se vor lua măsuri de asigurare a unui ancoraj corespunzător prin prevederea a 2-3 bare transversale sudate.

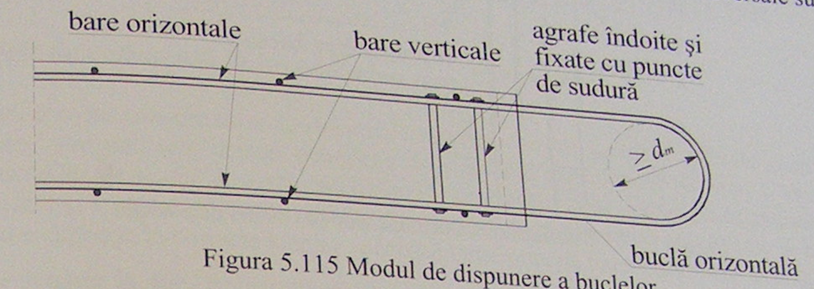


Figura 5.115 Modul de dispunere a buclelor

Diametrul minim al etrierilor suplimentari din îmbinare va fi de 6 mm. Distanţa maximă între legăturile transversale ale barelor verticale 10 d_{bl}.

În îmbinările total comprimate, trebuie să se prevadă un procent minim de armare de 0,10%, iar în cel parţial întinse - parţial comprimate un procent minim de armare de 0,25%.

Cantitatea de armătură din îmbinări trebuie limitată la maxim 2%. Armătura trebuie să fie distribuită pe întreaga lungime a îmbinării. Pentru clasa de ductilitate medie M această armare poate fi concentrată în trei zone (vârf, mijloc, bază). Procentul de armătură longitudinală în îmbinare trebuie să fie cel puţin 1%.

La îmbinările orizontale se pot adopta amprente cu adâncimi de 20 – 25 mm sau chiar suprafeţe plane cu rugozitate sporită (vezi punctul 3.2.3.2). La nivelul panourilor de planşeu montate provizoriu pe popi se vor realiza centuri continue (fig. 5.116). Se admite rezemarea panourilor de planşeu pe peretele inferior prin intermediul unor bucle întărite.

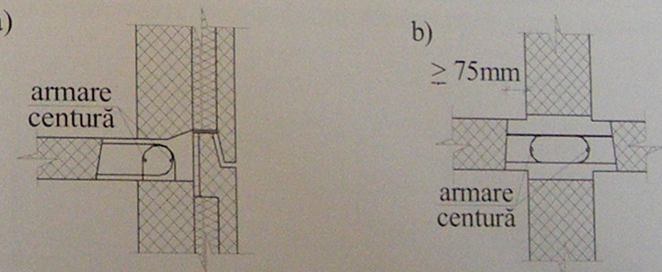


Figura 5.116 Îmbinări orizontale a) perete exterior, b) perete interior

Se recomandă ca feţele laterale ale panourilor de planşeu să fie realizate cu o uşoară înclinare faţă de verticală (cca. 10°). Armăturile verticale din panouri cu rol de conectori şi armătură de rezistenţă intermediară de încovoiere se realizează, de regulă, din bare mai puţine şi cu diametrul de cel puţin 14 mm.

Continuitatea acestor armăturii trebuie să fie asigurată printr-o sudură ductilă în nişe special prevăzute în acest scop (fig. 5.117).

Se admite şi alte soluţii de realizare a armăturilor verticale care traversează îmbinarea orizontală cum este de exemplu soluţia cu bucle petrecute, dacă acestea satisfac condiţiile structurale privind transmiterea eforturilor ce le revin.

Armătura transversală a centurilor este realizată de mustăţile din panourile de planşeu (bucle şi etrieri suplimentari) cu diametrul minim de 6 mm.

Armătura longitudinală din centuri se alcătuieşte din cel puţin două bare bine ancorate la capete.

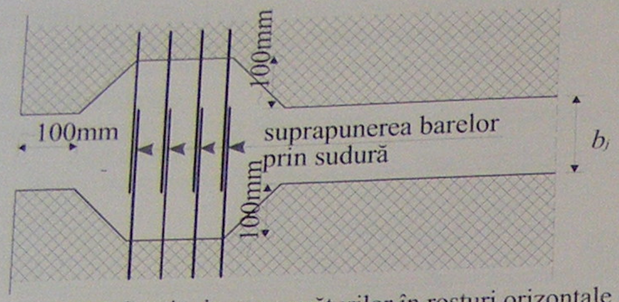


Figura 5.117 Continuizarea armăturilor în rosturi orizontale

5.3.5.3 ***Decofrarea şi montajul panourilor***

În cazul panourilor turnate în poziție orizontală, în timpul decofrării apar momente încovoietoare importante care după ridicare în poziție verticală şi în exploatare dispar; la proiectare trebuie să țină seama de această condiție de execuție (vezi pct. 5.3.1.3).

Elementele de agățare pentru transport şi montaj (fig. 5.118) trebuie să se dimensioneze la forța de întindere Z care în cazul panourilor de perete se obține cu relația:

$$Z = (G + f_{bd} A)\omega / n \qquad (5.54)$$

în care: G – este greutatea proprie (kN);

f_{bd} – efortul de aderență care se consideră la 1kN/m^2 în cazul cofrajelor netede şi unse, 2kN/m^2 netede dar ne unse şi 3kN/m^2 pentru un cofraj cu suprafață rugoasă;

ω – coeficient în funcție de unghiul de înclinare a cablului (tab. 5.12);

n – numărul prinderilor.

Piesele de ridicare se aşează față de margini la o distanță minimă a_r (fig. 5.118) şi tabelul XIII.1.

În cazul panourilor cu trei straturi piesele de ridicare vor avea o formă specială (fig. 5.119).

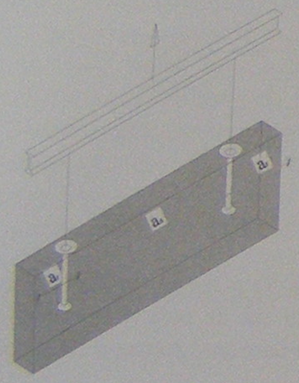


Figura 5.118 Schema de montaj pentru un panou de perete

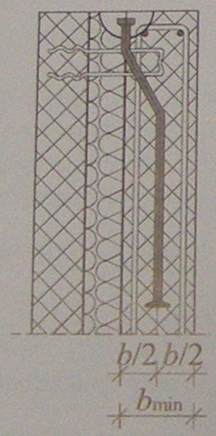


Figura 5.119 Dispozitiv de ridicare la un panou cu trei straturi

6. PROTECȚIA ELEMENTELOR DE BETON ARMAT ŞI PRECOMPRIMAT ÎMPOTRIVA INCENDIILOR

6.1 Criterii de rezistență la incendiu

Pentru a evita izbucnirea unui incendiu major sau pentru a reduce efectele acestuia asupra construcțiilor sunt necesare măsuri complexe de siguranță care depind de tipul şi destinația, de riscul de incendiu, de gradul de rezistență la foc al construcției şi de nivelul de echipare cu instalații de semnalizare şi stingere. Măsurile tehnice de siguranță care trebuie să se respecte în proiectare şi execuție sunt cuprinse în normele tehnice specifice întocmite, pe baza experienței acumulate.

• **Rezistența la foc.** Pentru proiectantul de structuri important este să cunoască limita de **rezistență la foc** a unui element, adică durata până la care acesta îşi epuizează capacitatea de rezistență la acțiunea unui incendiu. Rezistența la foc (**R**) se exprimă în minute. Pentru elemente structurale de beton armat sau precomprimat, cu rol portant (de ex. stâlpi, grinzi, ferme, etc.), se pot prescrie 30, 60, 90, 120, 180 şi 240 de minute de rezistență la foc.

În afara criteriului de capacitate portantă elementele pot avea şi rol de izolare termică (**I**) sau de etanşeitate (**E**). Dacă rezistența la foc se determină după toate aceste trei criterii, se va considera valoarea cea mai mică şi se notează cu **REI** urmată de durata în minute. În această categorie se pot încadra planşeele intermediare şi de capăt (acoperiş) sau pereții portanți.

Rezistența la foc se obține în funcție de tipul elementului şi de gradul de rezistență la foc din tabelul 6.1. Timpii trecuți în tabel sunt valori minime; pentru anumite elemente cum sunt de exemplu pereții antifoc, normativul prevede şi 4 până la 7 ore de rezistență la foc.

Tabel 6.1 Condiții minime pentru încadrarea construcțiilor în grade de rezistență la foc

Nr. crt.	Tipul elementelor de construcție	Gradul de rezistență la foc				
		I	II	III	IV	V
0	1	2	3	4	5	6
1.	Stâlpi, coloane, pereți portanți	C0 150 min	C0 120 min	C1 60 min	C2 30 min	C4 -
2.	Pereți interiori neportanți	C0 30 min	C1 30 min	C2 15 min	C3 15 min	C4 -
3.	Pereți exteriori neportanți	C0 15 min	C1 15 min	C2 15 min	C3 -	C4 -
4	Grinzi, planşee, nervuri, acoperişuri terasă	C0 60 min	C0 45 min	C1 45 min	C2 15 min	C4 -
5.	Acoperişuri autoportante fără pod (inclusiv contravântuiri), şarpanta acoperişurilor fără pod	C0 45 min	C1 30 min	C2 15 min	C3 -	C4 -
6.	Panouri de învelitoare şi suportul continuu al învelitorii combustibile.	C0 15 min	C1 -	C2 -	C3 -	C4 -

• **Gradul de rezistență la foc** reprezintă capacitatea globală a construcției de a răspunde la acțiunea focului. O construcție sau un compartiment de incendiu (porțiunile din clădire separate prin pereți antifoc) se încadrează în cinci grade de rezistență la foc.

Gradul de rezistență la foc se determină de către arhitecți în colaborare cu specialişti în domeniu, în funcție de destinația clădirii şi de riscul de incendiu:

– construcțiile înalte sau cu o înălțime medie, spitale sau săli aglomerate se pot realiza cu gradul I şi II de rezistență la foc; la grădinițe, biblioteci este nevoie de un grad de rezistență la foc de cel puțin III.
– densitatea sarcinii termice, funcțiunea clădirii cu un anumit risc de incendiu influențează suprafața maximă admisă pentru un compartiment de incendiu; cu cât gradul de rezistență la foc este mai sever (I sau II) cu atât construcția poate avea o arie desfăşurată mai mare.
– dacă se utilizează materiale incombustibile (C0) sau greu combustibile (C1, C2) gradul de rezistență la foc al clădirii se consideră mai mare (I sau II); cu materiale combustibile (C3, C4) numai clădiri cu gradul de rezistență IV sau V se pot executa.

Pentru ca un element al construcției să corespundă la un anumit grad de rezistență la foc, trebuie să îndeplinească ambele condiții minime (atât cea de combustibilitate cât şi cea de rezistență la foc) prevăzute în tabelul 6.1. Se observă că la aceste cerințe cel mai bine răspunde betonul armat, considerat incombustibil. Gradul de rezistență la foc se precizează obligatoriu în documentația de arhitectură, de unde inginerul proiectant poate stabili în funcție de tipul elementului rezistența la foc necesară (tabelul 6.1).

6.2 Aprecierea rezistenței la foc a unui element structural

6.2.1 Efectele incendiilor

Temperaturile care se dezvoltă în timpul incendiului într-o construcție depind, printre altele, de materialele de construcție din incintă şi de parametrii fizici specifici ai compartimentului de incendiu.

Solicitările termice într-un incendiu sunt reglementate de normativul ENV 1991-2-2. În figura 6.1 se prezintă creşterea temperaturii gazelor (θ_g), de la partea superioară a spațiului unde s-a dezvoltat incendiul, în funcție de timpul trecut de la apariția primelor flăcări (t). Curba din figura 6.1 în principiu modelează arderea materialelor pe bază de celuloză (lemn, hârtie) dar au fost elaborate curbe similare şi pentru hidrocarburi sau pentru modelarea comportării fațadelor cuprinse de flăcări.

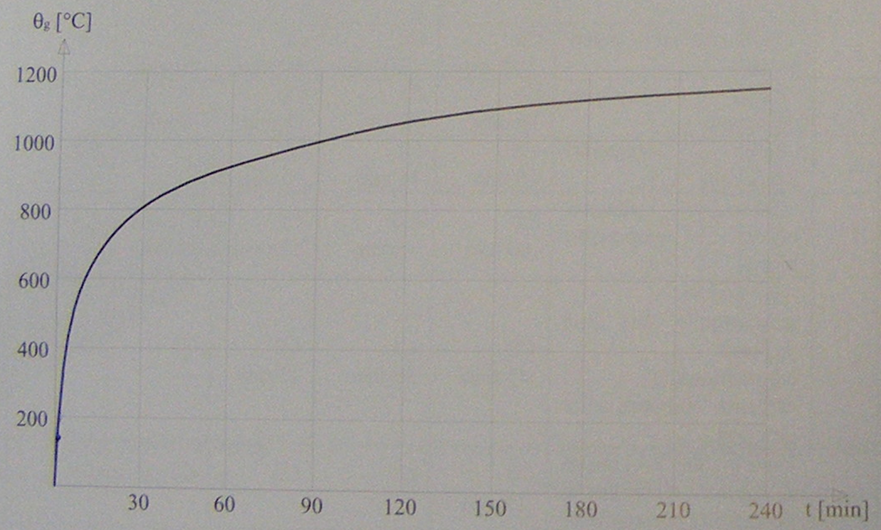


Figura 6.1 Curba caracteristică a solicitărilor termice la foc

Rezistența la foc a unui element structural depinde de distribuția acestei temperaturi în masa materialului şi de comportarea betonului şi a oțelului în funcție de calitatea lor la temperaturi înalte.

Pe de altă parte, limita rezistenței la foc a structurilor din beton armat depinde de modul de alcătuire, sistemul static, de felul şi nivelul solicitărilor (fig. 6.2).

Este cunoscut faptul că odată cu creşterea temperaturii, rezistența materialelor de construcție se reduce (fig. 6.3).

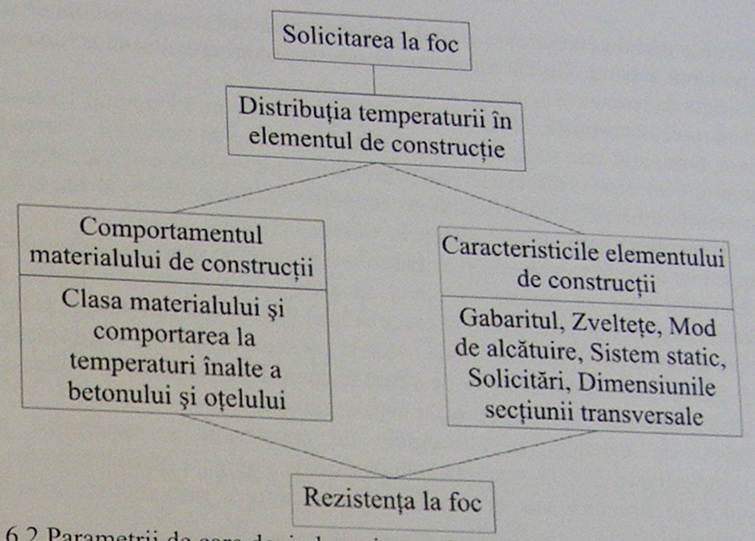
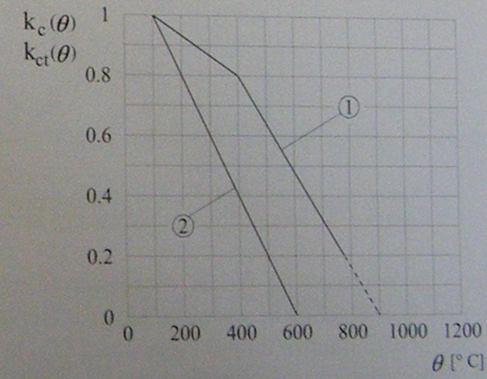


Figura 6.2 Parametrii de care depinde rezistența la foc a unui element din beton armat.

Temperatura critică pentru oțel se consideră $\theta_{cr} = 500°C$, temperatură la care rezistența scade la 50 ... 60% din rezistența caracteristică a oțelului la „rece", adică în condiții normale.

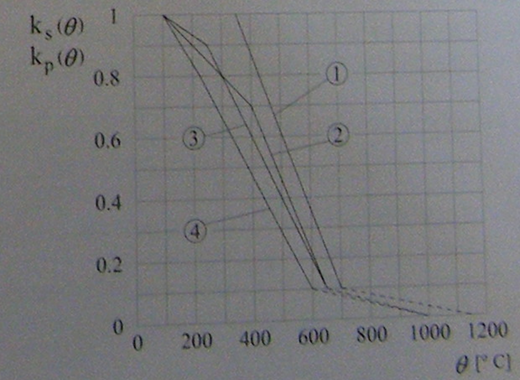
La armăturile precomprimate această reducere apare la temperaturi mai mici, de exemplu la bare $\theta_{cr} = 400°C$, iar la sârme şi toroane $\theta_{cr} = 350°C$.

a)



① $k_c(\theta)$: rezistența la compresiune
② $k_{ct}(\theta)$: rezistența la întindere

b)



① $k_s(\theta)$: armături obişnuite, $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$
② $k_s(\theta)$: armături obişnuite, $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$
③ $k_p(\theta)$: bare pretensionate
④ $k_p(\theta)$: sârmă, toroane pretensionate

Figura 6.3 Reducerea rezistențelor a) betonului şi b) oțelului datorită creşterii temperaturii în incendiu

Reducerea la oțel depinde și de „gradul de utilizare", adică de raportul dintre efortul efectiv și capacitatea portantă a barei. Cu cât acest raport este mai aproape de unitate, cu atât mai repede atinge oțelul limita de rezistență la foc.

O bară de oțel neprotejată, solicitată la un efort maxim în 15 minute își pierde capacitatea portantă și dacă elementul este static determinat intervine colapsul structurii. Procesul de degradare se poate atenua cu un strat suficient de mare de acoperire cu beton. Evident, la o temperatură constantă a mediului ambiant, cu cât stratul de acoperire cu beton este mai mare, cu atât crește și timpul în care temperatura barei de oțel ajunge la valoarea critică.

Dacă stratul de acoperire este mic și armăturile sunt așezate grupat și / sau sunt foarte dese se observă că elementul cedează înainte ca oțelul să ajungă la temperatura critică. Fenomenul se explică prin diferența de temperatură care se creează între stratul exterior subțire și miezul de beton. Dilatarea termică diferențiată dintre cele două betoane conduce la apariția unor tensiuni de întindere care nu poate fi preluată de stratul exterior de beton și apare fenomenul de exfoliere a betonului din stratul de acoperire, după care dispare protecția barelor de oțel.

Performanțele de incendiu la elementele de construcții se determină prin încercări experimentale standardizate. Totuși, tendința actuală este de a aprecia rezistența la foc a elementelor structurale, părților de structură sau structurilor în ansamblu și prin metode analitice bazate pe experiența acumulate în timp.

Verificările se pot efectua cu ajutorul unor tabele si diagrame, calcule simple sau proceduri generale de calcul.

6.2.2 Tabele de calcul

Pentru o rezistență la foc dată, se admite determinarea în mod simplificat cu ajutorul unor tabele, secțiunile minime de beton și distanțele dintre axele armăturilor și fața betonului (fig. 6.4).

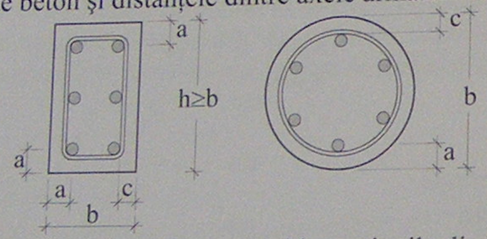


Figura 6.4 Notații pentru dimensiuni la secțiunile din beton armat

În funcție de rezistență la foc **R** dimensiunile minime au fost calculate în așa fel încât capacitatea portantă în condiții de incendiu ($R_{d,fi}$) a elementelor de beton armat sa fie întotdeauna mai mare ca efectul acțiunilor în timpul incendiului ($E_{d,fi}$).

Valorile date în tabele se referă la betonul normal cu agregate silicioase. La betoanele cu agregate calcaroase, la grinzi și plăci, dimensiunile minime se pot reduce cu 10% iar la betoanele cu agregate ușoare cu densitate de până la 1200 kg/m^3, reducerile pot fi de 20% cu excepția pereților portanți.

La elementele pretensionate distanța „a" se majorează după cum urmează:

$$a_p = a_s + \Delta a_p \qquad (6.1)$$

unde Δa_p= 10 mm – la bare profilate pretensionate;
= 15 mm – la sârme, fascicule, toroane.

Când armăturile sunt pe mai multe rânduri distanța minimă impusă de la axele armaturilor la fața betonului se raportează la media distanțelor:

$$a_m = \frac{\sum A_{si} \cdot a_i}{A_{si}} \qquad (6.2)$$

unde: A_{si} – secțiunea barelor considerate
a_i – distanța între centrul de greutate a barei considerate și fața betonului (fig. 6.5)

În cazul utilizării atât a armăturilor obișnuite cât și a celor pretensionate (fig. 6.5b) distanța medie dintre armături și fața betonului se calculează cu relația:

$$a_m = \frac{\sum A_{si} \cdot f_{yki} \cdot a_i + \sum A_{pj} \cdot f_{p0,1k,j} \cdot a_{pj}}{\sum A_{si} \cdot f_{yki} + \sum A_{pj} \cdot f_{p0,1k,j}} \qquad (6.3)$$

Pe lângă satisfacerea condițiilor referitoare la distanța medie a_m, fiecare armătură în parte trebuie să respecte condițiile de distanță minimă (a) impuse de rezistența la foc R30.

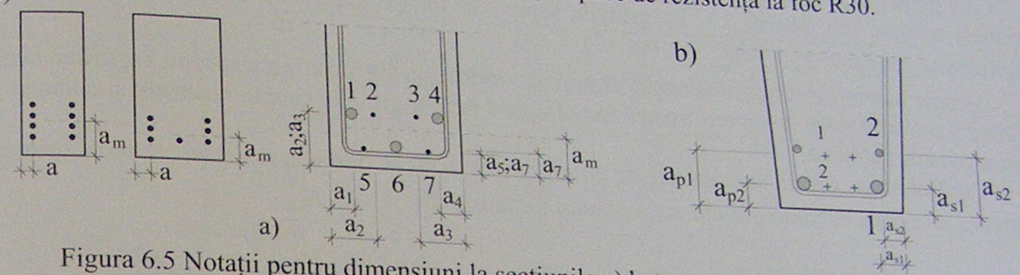


Figura 6.5 Notații pentru dimensiuni la secțiunile a) beton armat; b) beton precomprimat

În cazul utilizării unui strat de protecție (de ex. tencuială, beton de egalizare, etc.) grosimea acestuia se va aduna la stratul de acoperire cu beton și împreună trebuie să satisfacă distanța minimă prescrisă.

Dacă la proiectarea elementelor se respectă prevederile din tabelele 6.2... 6.6, în cazul unui incendiu, stratul de acoperire cu beton nu se va exfolia exploziv. Nu vor fi necesare verificări suplimentare la forță tăietoare și la torsiune a elementelor de beton armat sau precomprimat.

Dimensiunile minime necesare pentru asigurarea rezistenței la foc a **stâlpilor** sunt date în tabelul 6.2. Coeficientul μ_{fi} ține seama de combinația de încărcări ale stâlpului, inclusiv efectele de ordinul doi:

$$\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi(0)}} = \eta_{fi} \frac{E_d}{R_{d,fi(0)}} \qquad (6.4)$$

unde: E_d – efectul acțiunilor la starea limită de rezistență pentru grupările fundamentale, în condiții de temperatură normale, la „rece";
$R_{d,fi(0)}$ – capacitatea portantă a elementului la începutul incendiului (t=0)
pentru γ_S= 1;

$\eta_{fi} = (1 + \Psi_{1,1} \cdot \xi) \frac{1}{\gamma_G + \gamma_Q \cdot \xi}$ factor de reducere, care depinde de raportul: $\xi = \frac{Q_{K1}}{G_K}$

γ_G, γ_Q, $\Psi_{1,1}$ – factori definiți la punctul 2.3.4.

În mod curent se poate considera μ_{fi} = 0,7. Pentru acest caz în figura 6.6 se prezintă variația dimensiunii minime a stâlpului în funcție de creșterea rezistenței la foc a elementului.

Tabel 6.2 Stâlpi cu secțiune dreptunghiulară și circulară

Rezistența la foc	Dimensiunile minime (mm)			
	Lățimea stâlpului *b* / distanța *a*.			
	expunere pe mai multe laturi			expunere pe o latură
	μ_{fi}=0,2	μ_{fi}=0,5	μ_{fi}=0,7	μ_{fi}=0,7
1	2	3	4	5
R 30	150/10	150/10	150/10	100/10
R 60	150/10	180/10	200/10	120/10
R 90	180/10	210/10	240/35	140/10
R 120	200/40	250/40	280/40	160/45
R 180	240/50	320/50	360/50	200/60
R 240	300/50	400/50	450/50	300/60

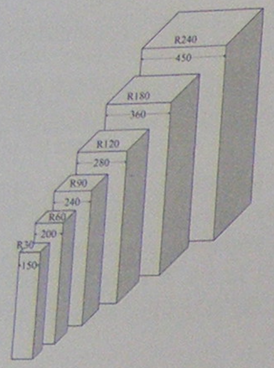
Dacă cantitatea de armătură longitudinală din stâlp $A_s \geq 0{,}002A_c$ (A_c aria secțiunii de beton) distribuția armăturilor față de laturile secțiunii se face ca pentru o rezistență la foc > R90.

Stâlpii expuși pe o singură latură se consideră cei înglobați în perete fără sau cu goluri în vecinătate, la o distanță mai mare decât lățimea stâlpului sau cei care au partea înglobată în perete capabilă să preia întreaga încărcare.

La **grinzi** supuse la foc pe trei laturi (fig. 6.7), asigurarea rezistenței la foc se face respectând normele minime din tabelul 6.3. La grinzile supuse la foc pe toate cele patru laturi se respectă suplimentar condiția: $A_c \geq 2 \cdot b_{min}^2$.

Pentru barele din colț se adaugă 10 mm la valorile *a* din tabel cu excepția cazurilor când lățimea *b* este mai mare decât cea trecută în coloana 4 pentru grinzile simplu rezemate și coloana 3 pentru grinzile continue.

Dacă în inima grinzii sunt prevăzute goluri, pentru a nu se diminua rezistența la foc a grinzii, secțiunea minimă a elementului din zona golului trebuie să fie $A_c \geq 2 \cdot b_{min}^2$.



μ_{fi}=0,7

Figura 6.6 Dimensiunile minime ale stâlpilor în funcție de rezistența la foc

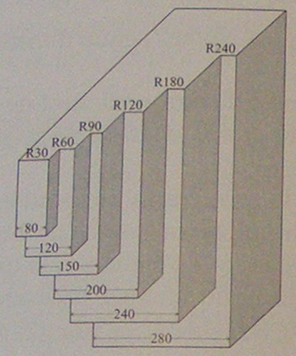


Figura 6.7 Dimensiunile minime ale grinzilor în funcție de rezistența la foc

În cazul grinzilor cu secțiunea transversală în formă trapezoidală lățimea *b* se consideră în dreptul centrului de greutate al armăturilor (fig. 6.8a), la grinzile în formă de T se vor respecta cerințele din fig. 6.8b.

Când $b \geq 1{,}4b_w$, se respectă condiția:

$$a_{ef} = a\left(1{,}85 - \frac{d_{eff}}{b_{min}} \cdot \sqrt{\frac{b_w}{b}}\right) \geq a \qquad (6.5)$$

Lățimea inimii b_w a grinzilor în formă de T, continue, va fi mai mare sau egală cu *b*, pe o distanță *2b* în lungul grinzii măsurat de la reazemul intermediar.

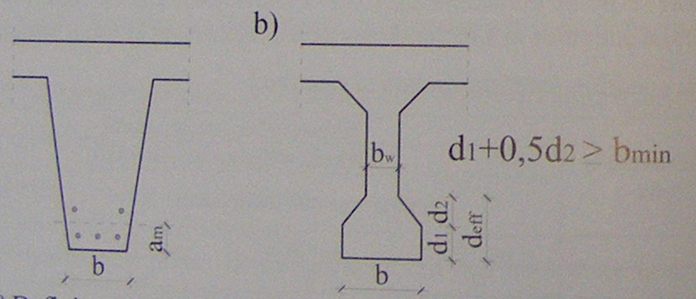


Figura 6.8 Definirea dimensiunilor pentru diferite tipuri de secțiuni de grinzi
a) Secțiune trapezoidală, b) Secțiune variabilă

Pentru beton precomprimat valoarea lui ***a*** se mărește cu 10 mm la bare de precomprimare și cu 15 mm sârme și toroane. Pentru valori ale lui ***b*** mai mari decât în coloana 4 nu mai este necesară mărimea lui ***a***, la grinzile continue.

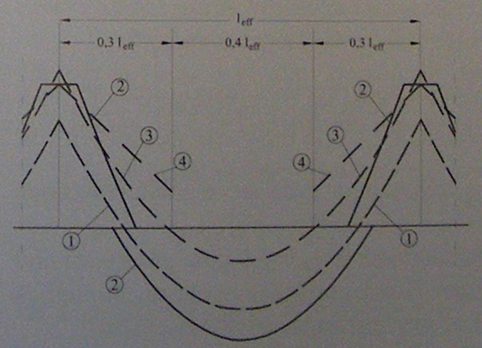
Tabel 6.3 Grinzi din beton armat și precomprimat

Mod de rezemare	Rezistența la foc	Dimensiunile minime (mm)				
		Combinații posibile între ***b*** și ***a*** (mm)				Lățimea inimii (b_w)
0	1	2	3	4	5	
Simplu rezemate	R 30	***b*** 80 ***a*** 25	120 15	160 10	200 10	6
	R 60	***b*** 120 ***a*** 40	160 35	200 30	300 25	80
	R 90	***b*** 150 ***a*** 55	200 45	250 40	400 35	100
	R 120	***b*** 200 ***a*** 65	240 55	300 50	500 45	100
	R 180	***b*** 240 ***a*** 80	300 70	400 65	600 60	120
	R 240	***b*** 280 ***a*** 90	350 80	500 75	500 70	140
Continue	R 30	***b*** 80 ***a*** 12	160 12	200 12		160
	R 60	***b*** 120 ***a*** 25	200 12	300 12		80
	R 90	***b*** 150 ***a*** 35	250 25	400 25		100
	R 120	***b*** 220 ***a*** 45	300 35	500 35		100
	R 180	***b*** 380 ***a*** 60	400 60	600 50		120
	R 240	***b*** 480 ***a*** 70	500 70	700 60		140

La elemente continue reducerea capacității portante cauzate de încălzirea armăturilor de la partea superioară a grinzilor este minimă. De efectul favorabil al redistribuirii momentelor dinspre câmpuri spre reazeme datorită deformațiilor plastice s-a ținut cont și în tabelul 6.3 sub rezerva respectării următoarelor două condiții:

– la dimensionarea grinzilor în stare „rece" nu s-a luat în considerare o redistribuire plastică mai mare de 15%;

– pentru o rezistență la foc de R90 sau mai mare, la partea superioară a reazemelor intermediare trebuie să se prevadă o cantitate de armătură $A_{s,req}(x)$ pe o lungime de 0,3 din deschiderea grinzii pe ambele fețe ale reazemelor (fig. 6.9).



① Diagrama $^M/_Z$ solicitare la începutul incendiului
② Diagrama $^M/_Z$ capabilă la grinda „rece"
③ Diagrama $^M/_Z$ capabilă după incendiu
④ Diagrama $^M/_Z$ capabilă det. în conformitate cu rel. (6.6)
$^M/_Z$- efortul de întindere din armătura longitudinală

Figura 6.9 Diagrame înfășurătoare de solicitare si capabile la o grindă continuă

Armătura necesară se determină cu relația:

$$A_{s,req}(x) = A_{s,\,req}(0)(1\text{-}2{,}5x/l_{eff}) \qquad (6.6)$$

în care: x – distanța din ax până la secțiunea considerată ($x \le 0{,}3 l_{eff}$)

$A_{s,req}(x)$ – cantitatea de armătură necesară după redistribuirea momentelor

$A_{s,req}(0)$ – cantitatea de armătură necesară la un element „rece"

Dacă nu se respectă una sau ambele condiții de mai sus grinda se va considera simplu rezemată.

La **pereți** portanți (R) precum și la cei neportanți (E+I) trebuie să fie îndeplinite condițiile din tabelul 6.4.

Tabel 6.4 Pereți portanți și neportanți

Tipul peretelui	Rezistența la foc	Dimensiunile minime (mm)			
		Grosimea minimă / distanța a			
		μ_{fi}=0,35		μ_{fi}=0,7	
		expus pe o față	expus pe două fețe	expus pe o față	expus pe două fețe
0	1	2	3	4	5
Portant	REI 30	100/10	120/10	120/10	120/10
	REI 60	110/10	120/10	130/10	140/10
	REI 90	120/20	140/10	140/25	170/25
	REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
	REI 180	180/45	200/45	210/55	300/55
	REI 240	230/60	250/60	270/70	360/70
Neportant (despărțitor)	Rezistența la foc	Grosimea minimă a peretelui (mm)			
	EI 30	60			
	EI 60	80			
	EI 90	100			
	EI 120	120			
	EI 180	150			
	EI 240	175			

La **elemente întinse** rezistența la foc se realizează prin respectarea dimensiunilor minime date în tabelul 6.5, impunându-se totodată ca secțiunea elementului să fie $A_c \ge 2 \cdot b_{min}^2$. Dacă alungirea maximă a elementului afectează capacitatea portantă a structurii, valorile lui **a** din tabelul 6.5 se majorează cu 10 mm.

Tabel 6.5 Elemente întinse din beton armat sau beton precomprimat

Rezistența la foc	Dimensiunile minime (mm) Grosimea minimă / distanța a	
R 30	80/25	200/10
R 60	120/40	300/25
R 90	150/55	400/45
R 120	200/65	500/45
R 180	240/80	600/60
R 240	280/90	700/70

La **plăci** simplu rezemate sau dale (plăci cu reazeme punctiforme), asigurarea se face respectând dimensiunile minime impuse în tabelul 6.6. Valorile din coloanele 2 și 5 se aplică și la plăcile continue.

La plăcile continue se aplică regula de redistribuire a momentelor dacă se respectă cele două condiții expuse la grinzi.

Armarea minimă la momentele de pe reazemele intermediare va fi $A_S > 0{,}005 A_C$ pentru un oțel cu ductilitate 5%> ε_{uk} > 2,5% când placa are două deschideri și reazemele de capăt nu împiedică rotirile; când nu există posibilitatea redistribuirii de eforturi pe direcția transversală deschiderii.

La plăcile dală nu se reduce grosimea de acoperire din cauza eventualelor straturi de finisaj. Cel puțin 20% din armarea superioară pe reazemele intermediare pe fiecare direcție trebuie să fie continuă pe întreaga deschidere.

Tabel 6.6 Plăci

Tipul plăcii	Rezistența la foc	Dimensiunile minime (mm)			
		grosime placă h_f	distanța **a**		
			o direcție	două direcții l_y/l_x<1,5	două direcții 1,5<l_y/l_x<2
0	1	2	3	4	5
Simplu rezemată	REI 30	60	10	10	10
	REI 60	80	20	10	15
	REI 90	100	30	15	20
	REI 120	120	40	20	25
	REI 180	150	55	30	40
	REI 240	175	65	40	50

Dală	$l_y > l_x$		
	Rezistența la foc	Dimensiunile minime (mm)	
		grosime placă h_f	distanța a
	REI 30	150	10
	REI 60	200	15
	REI 90	200	25
	REI 120	200	35
	REI 180	200	45
	REI 240	200	50

6.2.3 Metode simplificate de calcul

Dacă dintr-un anumit motiv nu se pot respecta valorile date în tabele se poate determina analitic reducerea capacității portante a secțiunii supuse acțiunii incendiului. Acest caz se întâlnește frecvent la elemente prefabricate unde fabricanții tind să realizeze elemente cu greutate cât mai mică pentru a reduce costul transportului.

Utilizarea metodei simplificate de calcul presupune că betonul de acoperire nu se exfoliază la temperaturi înalte și nici armătura nu alunecă în zona de ancorare. Lungimea de ancorare în timpul incendiului se obține din lungimea de ancorare calculată la temperatura normală dar modificată cu micșorarea rezistenței la întindere a betonului.

Verificarea constă în determinarea distribuției temperaturilor în secțiune, reducerea rezistenței și modulului de elasticitate ale betonului și armăturilor, reducerea secțiunii și recalcularea capacității portante cu valorile reduse ($R_{d,fi}$).

Capacitatea portantă astfel obținută se compară cu efectul acțiunilor în timpul incendiului conform relației:

$$E_{d,fi} \le R_{d,fi} \qquad (6.7)$$

unde: $E_{d,fi}$ – efectul acțiunilor în timpul incendiului;

$R_{d,fi}$ – capacitatea portantă în condiții de incendiu.

Focul este considerat ca o acțiune accidentală în construcții. La calculul solicitărilor ($E_{d,fi}$) pentru starea limită ultimă se va considera combinația accidentală (vezi pct. 2.3.4).

Distribuția temperaturilor se poate determina prin încercări experimentale sau prin calcul. În figurile 6.10 și 6.11 sunt prezentate distribuțiile temperaturilor obținute prin calcul la grinzi cu secțiunea transversală dreptunghiulară respectiv dublu T având diferite rezistențe la foc (30, 60, 90, și 120 minute). În figura 6.12 se arată distribuția temperaturilor în plăci, iar în figura 6.13 în stâlpi.

Reducerea rezistențelor betonului se obține cu relațiile:

$$f_{cd}(\theta) = k_c(\theta) \cdot \frac{f_{ck}(20°C)}{\gamma_C}, \qquad (6.8)$$

iar a oțelului: $f_{yd}(\theta) = k_s(\theta) \cdot \frac{f_{yk}(20°C)}{\gamma_S}$, (6.9)

unde: k_c, k_s, k_p – factorii de reducere a rezistenței care se obțin cu ajutorul figurii 6.3

$f_{ck}(20°C)$, $f_{yk}(20°C)$ - rezistența caracteristică a betonului respectiv a oțelului la temperatura ambiantă de 20°C.

γ_C , γ_S – coeficienți parțiali de siguranță

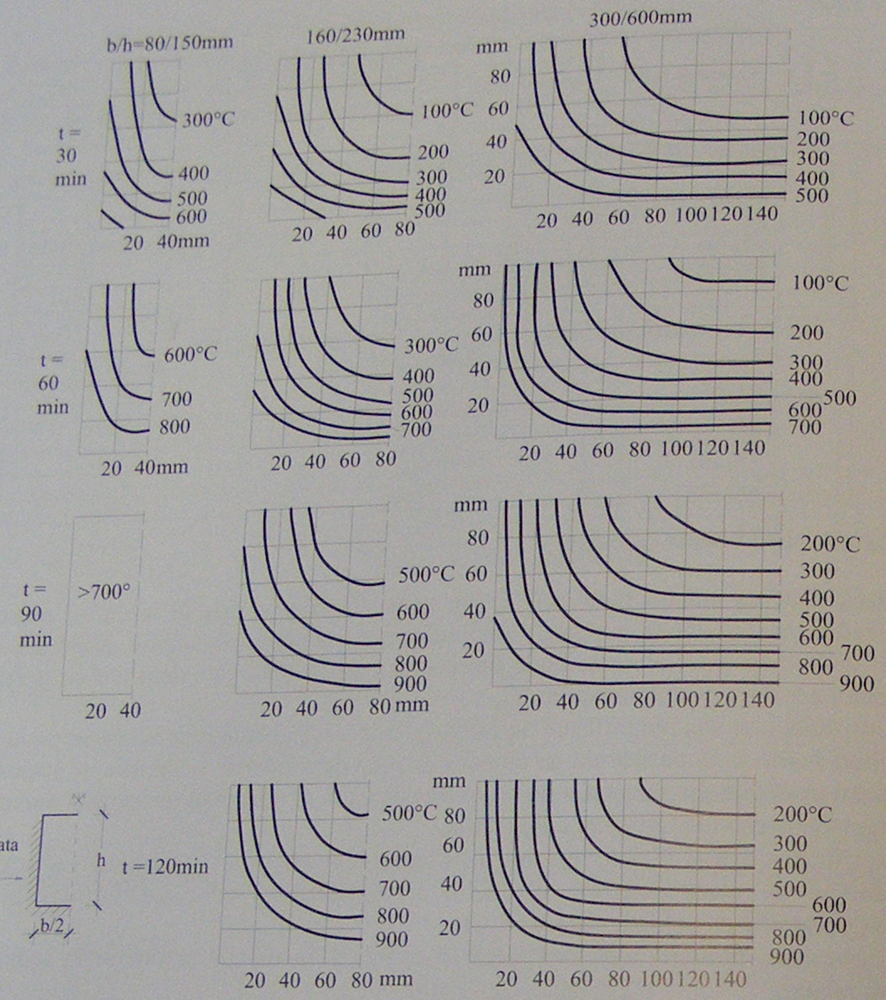


Figura 6.10 Distribuția temperaturii în grinzi cu secțiune transversală dreptunghiulară

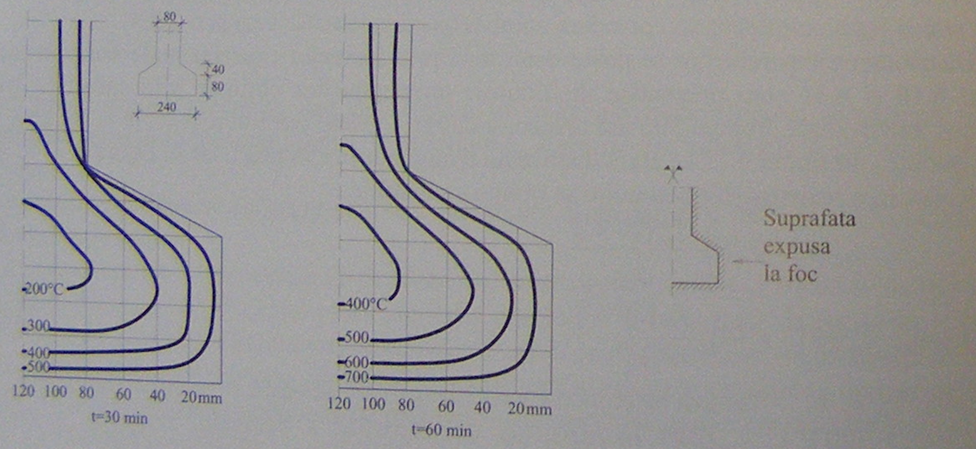


Figura 6.11 Distribuția temperaturii în grinzi cu secțiunea transversală dublu T

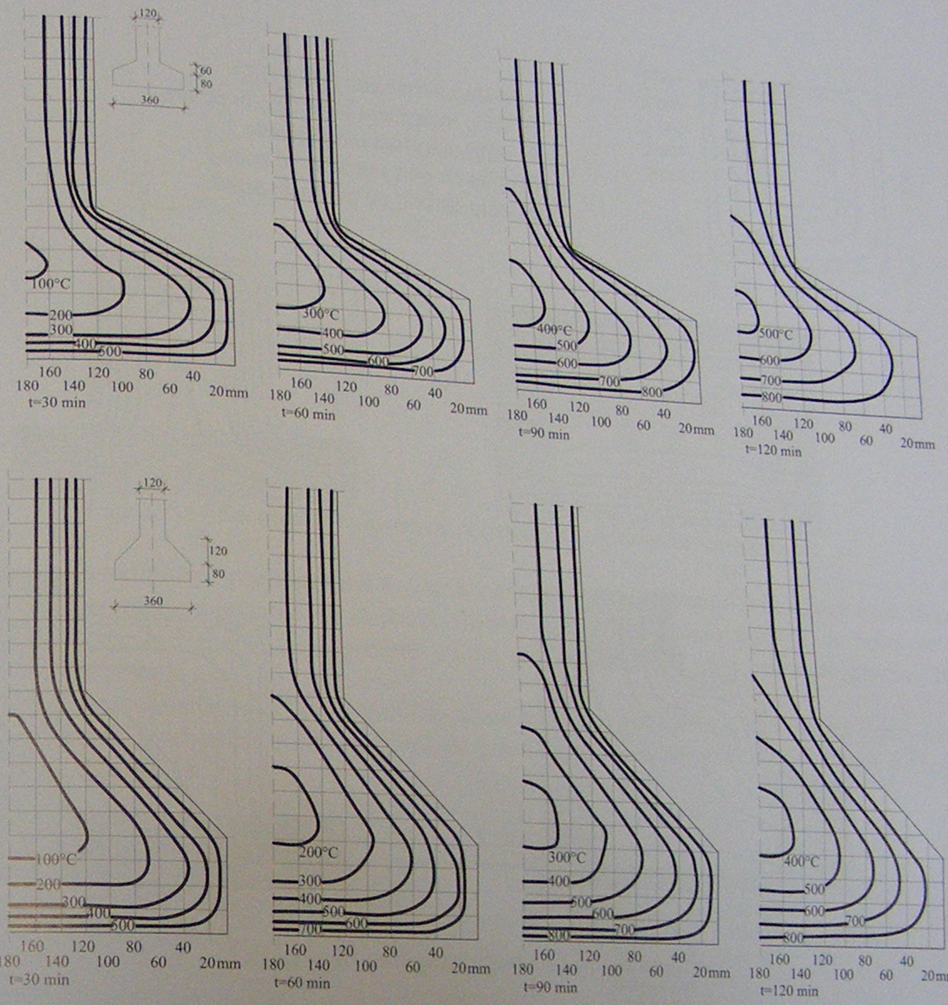


Figura 6.11 (continuare) Distribuția temperaturii în grinzi cu secțiunea transversală dublu T

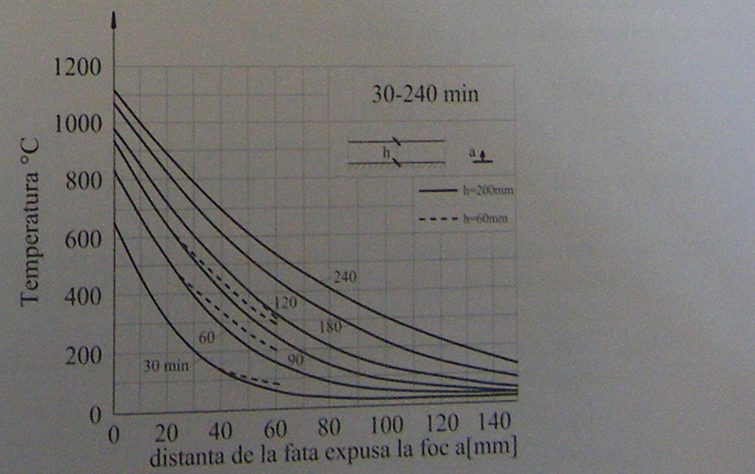
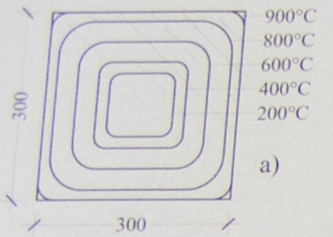
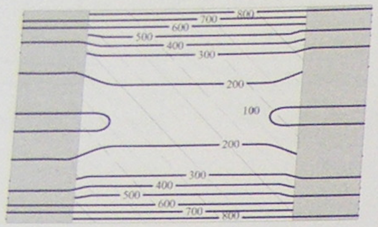


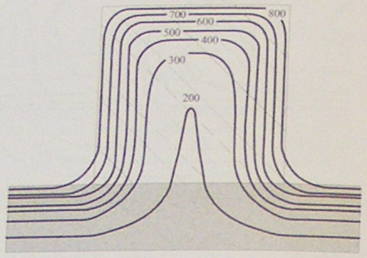
Figura 6.12 Distribuția temperaturii în plăci



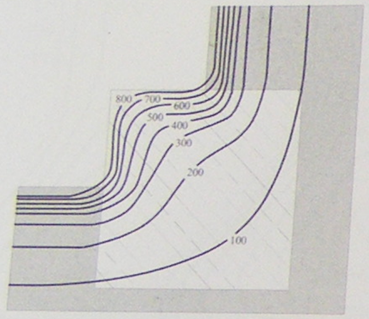
a) stâlp intermediar (300x300)
b) stâlp marginal (240x240) în perete
c) stâlp marginal lângă perete
d) stâlp de colț jumătate în perete
e) stâlp de colț cu perete în afară.



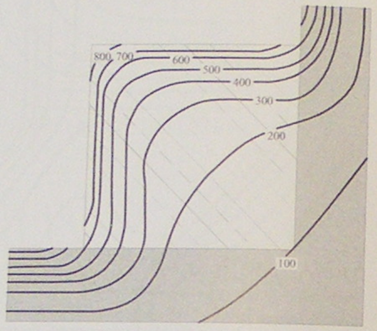
b).



c)



d).



e).

Figura 6.13 Distribuția temperaturii în stâlpi

Modulul de rezistență redus va fi:

$$E_{cd}(\theta) = [k_c(\theta)]^2 \cdot E_{ck}(20°C) \qquad (6.10)$$

Secțiunea de beton redusă se obține ignorând zona afectată de foc a_z (fig. 6.14). Distanța de reducere se calculează în funcție de tipul elementului:

– grinzi și plăci: $a_z = w\left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta)}\right]$ (6.11)

– stâlpi și pereți: $a_z = w\left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta)}\right)^{1,3}\right]$ (6.12)

unde: w – este lățimea secțiunii pentru o expunere la foc pe o față a elementului; $^1/_2$ din lățimea secțiunii pentru o expunere la foc pe două laturi sau $^1/_2$ din cea mai mică latură la stâlpii expuși pe patru fețe;

$k_{c,m}$ – coeficient de reducere care ține seama de variația temperaturii în fiecare zonă a elementului:

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - {}^{0,2}/_{n}\right)}{n} \cdot \sum k_c(\theta_i) \qquad (6.13)$$

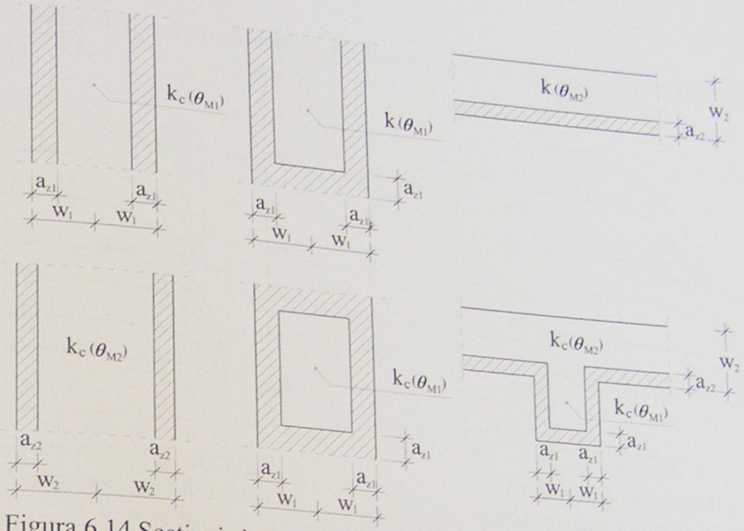


Figura 6.14 Secțiuni și reduceri de rezistență la elementele supuse la foc

Pentru determinarea coeficientului $k_{c,m}$ se împarte secțiunea elementului în n părți egale după care se calculează temperaturile în mijlocul fiecărei zone (θ_i) și apoi factorul de reducere a rezistenței, $k_C(\theta_i)$. În figura 6.15 se prezintă modul de lucru în cazul unui perete de grosime $2w$, expus la foc pe ambele fețe.

Pentru determinarea valorilor k_C într-o secțiune redusă se pot folosi și curbele din figura 6.16. Pentru reducerea geometrică a unei secțiuni de grindă sau placă se poate folosi figura 6.17, iar pentru stâlpi figura 6.18.

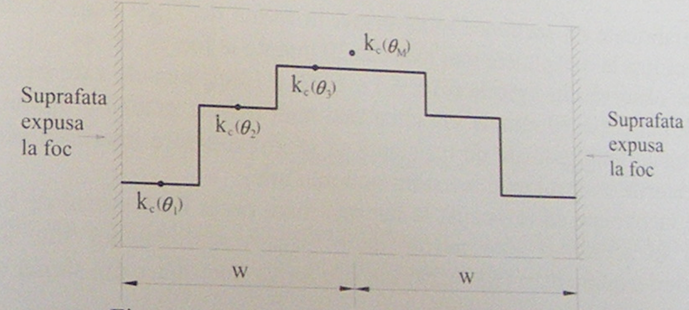


Figura 6.15 Determinarea lui a_z pentru un perete

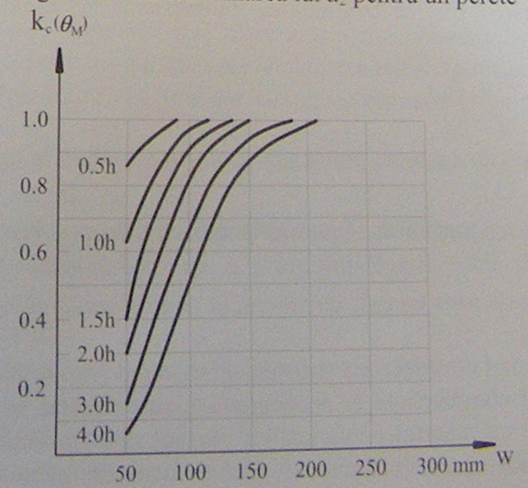


Figura 6.16 Reducerea rezistenței la compresiune într-o secțiune compusă

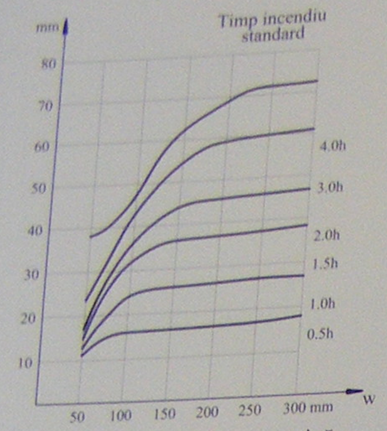


Figura 6.17 Reducerea geometrică secțiunii grinzilor sau a plăcilor

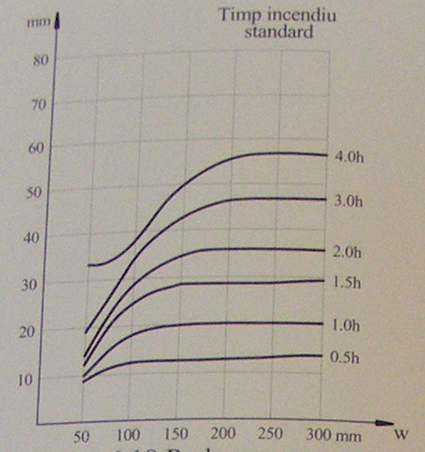


Figura 6.18 Reducerea geometrică a secțiunii unui perete sau stâlp

Pe zona redusă, rezistența la compresiune și modulul de elasticitate a betonului sunt considerate constante și egale cu cele calculate în mijlocul elementului supus la foc.

Armătura este luată în calcul utilizând rezistența și modulul de elasticitate corespunzătoare temperaturii fiecărei bare, chiar dacă ea este plasată în afara secțiunii reduse.

6.3 Măsuri suplimentare de protecție împotriva focului la elementele din beton armat

Grinzile prefabricate cu secțiunea transversală în formă de T, cu lățimea inimii de cel mult 120mm nu se pot utiliza la o expunere mai mare de 30 minute la foc.

După cum se observă din figurile 6.10, 6.11, 6.12, 6.13 elementele care trebuie să prezinte o rezistență la foc de cel puțin 30 minute sau chiar mai mult trebuie sa aibă o lățime cât mai mare și este bine ca armăturile longitudinale de rezistență să se grupeze spre interiorul secțiunii de beton, acolo unde temperaturile în cazul unui incendiu sunt mai mici.

La elemente încovoiate cu rezistență la foc mai mare decât R90, stratul de beton rezultă mai mare de 50 mm, în acest caz este nevoie de o armare suplimentară sub forma unor bare longitudinale și etrieri suplimentari (fig. 6.19) sau sub forma unor plase din sârmă cu diametrul mic (fig. 5.51).

Lungimea de ancorare a barelor longitudinale de rezistență în timpul incendiului se obține cu relația:

$$l_{bd,fi} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} \frac{\gamma_{c,fi}}{\gamma_c} \frac{1}{k_{cf}} l_{bd} \qquad (6.14)$$

unde: l_{bd} – lungimea de ancorare proiectată pentru o armătură la temperatura normală (vezi pct. 5.1.3.1);

γ_s, γ_c – coeficienți parțiali de siguranță pentru armătură respectiv beton la temperatura normală;

$\gamma_{s,fi}$, $\gamma_{c,fi} = 1$ – coeficienți parțiali de siguranță pentru armătură respectiv beton în caz de incendiu;

k_{cf} – coeficientul de reducere a rezistenței betonului (fig. 6.3).

Acțiunea focului se consideră ca și o solicitare extraordinară. În consecință lungimea de ancorare se corectează și cu raportul coeficienților parțiali de siguranță. La partea superioară a grinzilor continue (deasupra reazemelor), unde nu ajunge focul, temperatura betonului nu depășește

200°C pentru care coeficientul de reducere a rezistenței la întindere rezultă, conform graficului din figura 6.3, de $k_{cf} = 0{,}8$.

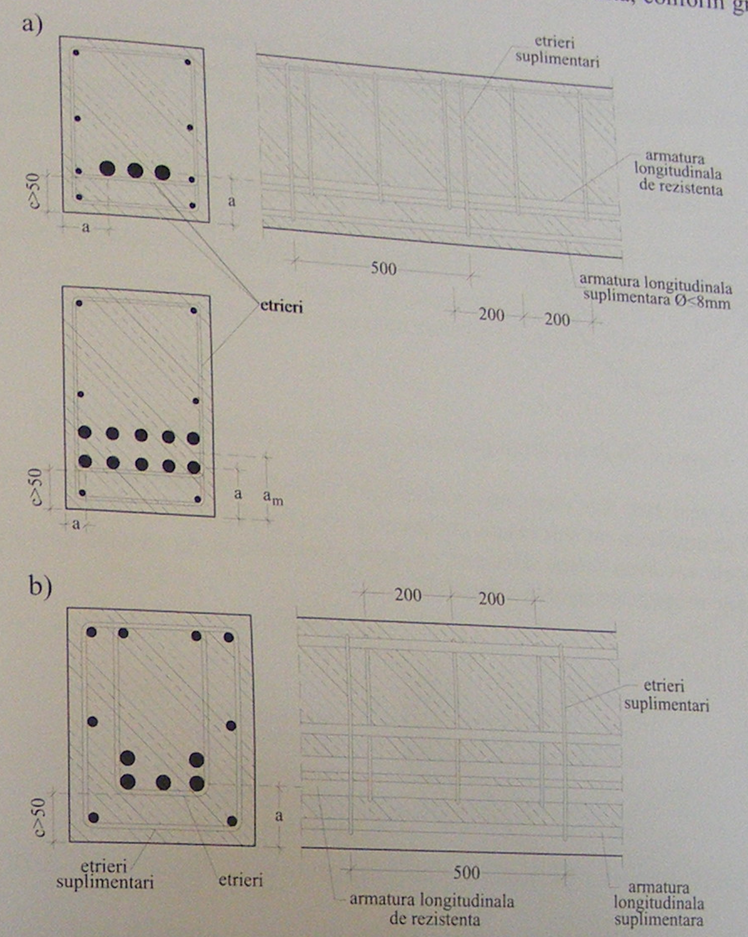


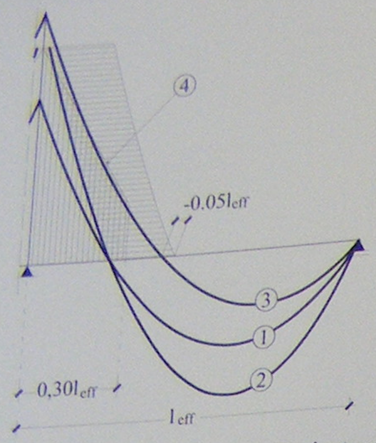
Figura 6.19 Armarea suplimentară a stratului de protecție cu beton, c>50mm în cazul: a) soluție recomandată, b) soluție nerecomandată

Lungimea de ancorare la foc rezultă $l_{bd,fi} \cong 0{,}96 l_{bd}$, deci nu se modifică semnificativ în această parte a grinzii. Se observă o siguranță mai mare a grinzilor continue la foc față de cele simplu rezemate unde pierderea capacității portante prin reducerea rezistențelor sau alunecarea armăturilor înseamnă distrugerea elementului. La grinzile continue, prin redistribuire, solicitările vor migra către reazem.

La proiectarea grinzilor continue se procedează în felul următor (fig. 6.20):

a) pentru rezistență la foc < R90:
- se stabilește înfășurătoarea efortului de întindere din armătură la temperatura normală;
- se dilată această înfășurătoare cu a_l (conform figurii 5.43) după care se prelungesc armăturile cu l_{bd}.

b) pentru rezistență la foc ≥ R90:
- se stabilește înfășurătoarea efortului de întindere din armătură M/z la temperatura normală;
- se deplasează curba înfășurătoare pe o porție 0,3 l_{eff} cu ajutorul relației (6.6), iar armăturile se prelungesc cu l_{bd} (fig. 6.20) sau;
- se dilatează curba înfășurătoare cu 0,3 l_{eff} , iar armăturile se prelungesc cu l_{bd} ; după cum se observă în figura 6.20 această variantă este mai acoperitoare de cât cea cu relația (6.6).



① Diagrama $^{M}/_{Z}$ la începutul incendiului (t=0; cu coeficienți parțiali de siguranță pentru încărcări excepționale)
② Diagrama înfășurătoare $^{M}/_{Z}$ la o temperatură normală (cu coeficienți parțiali de siguranță pentru încărcări fundamentale)
③ Diagrama înfășurătoare $^{M}/_{Z}$ în timpul incendiului (cu redistribuire spre reazeme)
④ Diagrama înfășurătoare $^{M}/_{Z}$ obținută cu relația (6.6)

Figura 6.20 Proiectarea grinzilor continue cu rezistență la foc ≥R90

La structuri realizate din elemente prefabricate rosturile rămase între elementele de beton armat trebuie să se umple cu un chit elastic rezistent la foc (fig. 6.21).

Prefabricatele vor avea forme adecvate ca după asamblare să nu rămână spații mari între ele pentru a nu permite propagarea ușoară a focului.

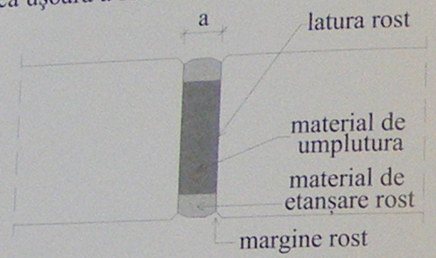


Figura 6.21 Umplerea rosturilor dintre prefabricate pentru o rezistență la foc de 90 minute.

În figura 6.22 se prezintă două moduri posibile de rezemare a grinzilor prefabricate de planșeu pe consolele stâlpilor. Rezemarea corectă nu permite pătrunderea focului în zona cu solicitare maximă a consolei grinzii, zonă foarte sensibilă la o eventuală reducere a capacității portante. La tipul acesta de rezemare se pot umple rosturile care conferă o siguranță și mai mare.

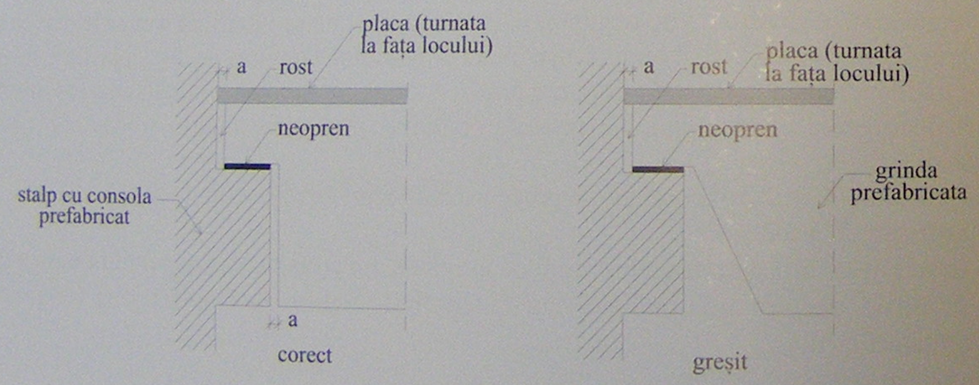


Figura 6.22 Asamblarea prefabricatelor.

7. EXEMPLE DE CALCUL ȘI ALCĂTUIRE

7.1 Planșeu curent din placă armată pe o direcție, grinzi principale și secundare

7.1.1 Date de proiectare

Se cere proiectarea în gruparea fundamentală a planșeului intermediar al unui depozit etajat (P+E) cu dimensiunile în plan de 12,0 x 30,0 m și o încărcare tehnologică Q_k = 8 kN/m^2. Înălțimea de depozitare este de 3,0 m. Planșeul va avea o rezistență minimă la foc de 60 minute (R60).

Se adoptă o structură de rezistență mixtă, formată din: pereți portanți din zidărie pe contur, planșeul intermediar din beton armat monolit și planșeul de acoperiș din grinzi prefabricate de 12,0 m și tablă cutată de 154 mm înălțime, așa cum se vede în figura 7.1.

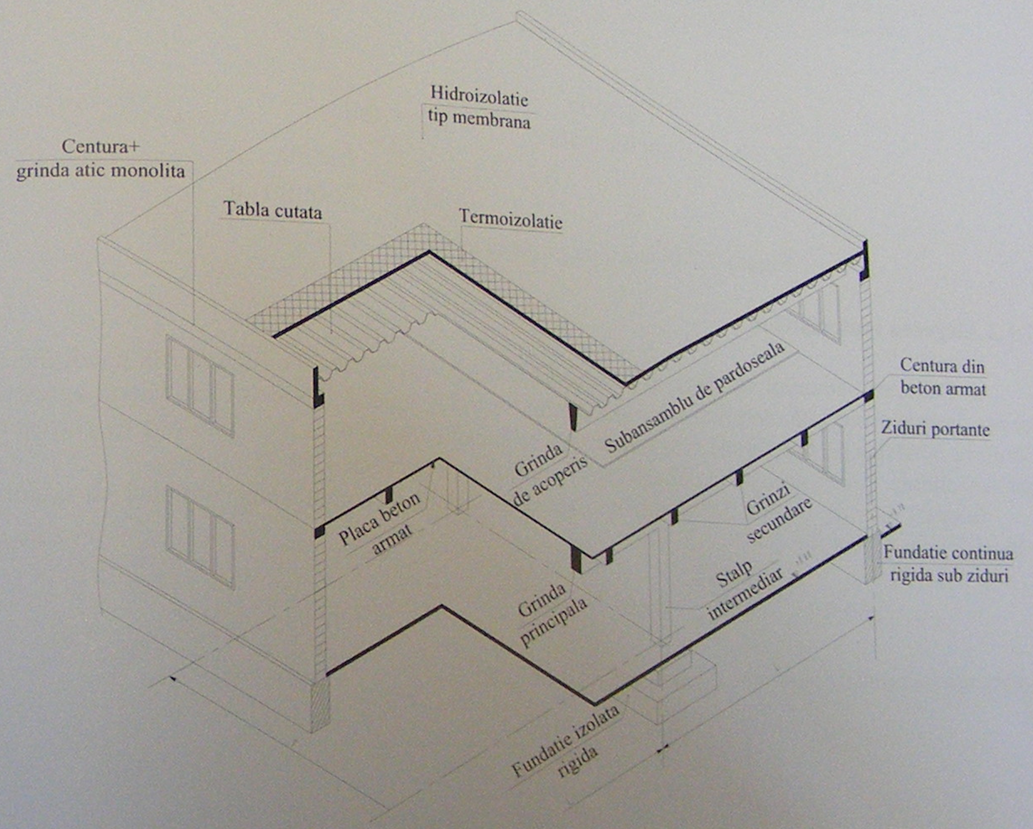


Figura 7.1 Clădire etajată pentru depozit

Planșeul intermediar este alcătuit dintr-o placă monolită de beton armat ce reazemă pe grinzi secundare (nervuri), care la rândul lor reazemă pe grinzi principale. Deoarece lățimea clădirii depășește 10 m ($2L$ = 12 m), s-au introdus stâlpi intermediari.

Încărcările pe planșeul intermediar fiind considerate medii, se alege deschiderea grinzilor secundare T = 6m și armarea plăcii pe o singură direcție.

Deschiderea plăcii se obține prin împărțirea deschiderii L cu un număr întreg n, în așa fel încât să se respecte condițiile (fig. 7.2):

a) $l_1 = L/n = 2 \ldots 3$ m rezultând pentru $n = 3$ $\quad l_1 = 6{,}0/3 = 2{,}0$ m

b) $T/l_1 > 2$ rezultând pentru $l_1 = 2{,}0$ m $\quad T/l_1 = 6{,}0/2{,}0 = 3$

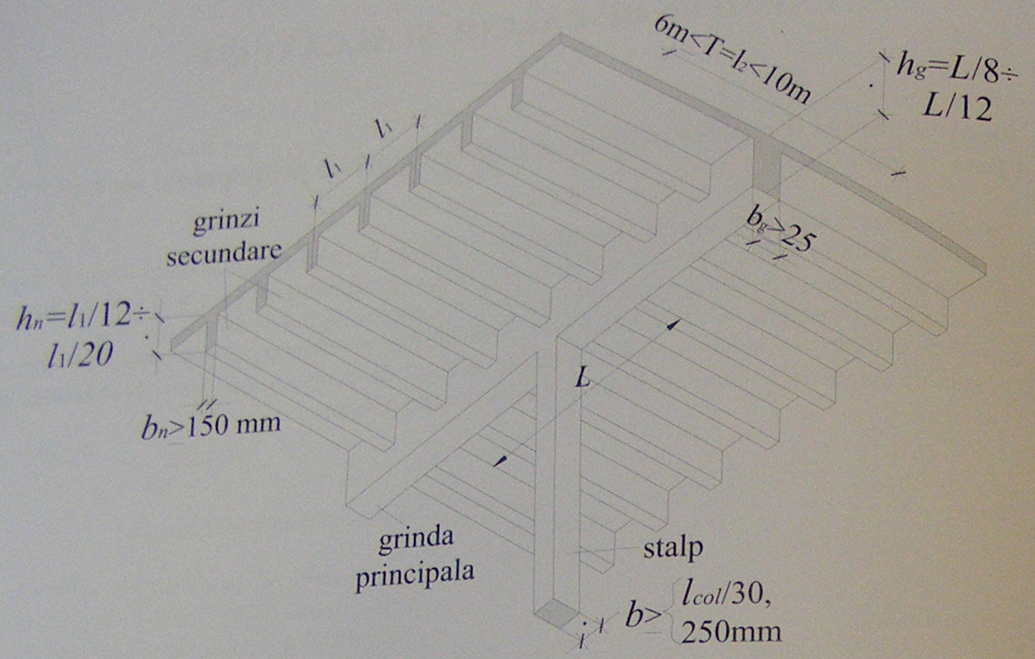


Figura 7.2 Planşeu pe grinzi principale şi secundare

7.1.2 Alegerea materialelor

a) Calitatea betonului se alege în funcție de clasa de expunere a construcției în condițiile de mediu. În hala proiectată materialele depozitate nu dezvoltă umidități excesive sau vapori agresive. Conform tabelului I.1 şi a figurii I.2a construcția se încadrează în clasa XC1 fără risc de coroziune sau atac chimic. Pentru această expunere, clasa minimă de beton este C20/25.

Betonul ales de clasă C25/30 are rezistența de calcul la compresiune obținută cu ajutorul relației 2.11 şi a tabelului 2.1:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{25}{1{,}5} = 16{,}67 \text{ N/m}^2 ;$$

Rezistența la întindere se obține cu ajutorul relației 2.12:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{1{,}8}{1{,}5} = 1{,}20 \text{ N/m}^2 ;$$

$$f_{ctm} = 2{,}6 \text{ N/m}^2 .$$

b) Oțelul marca S500 şi STNB are rezistența de calcul (vezi fig. 2.6):

– pentru S500(B) $f_{yk} = 500 \text{ N/m}^2$;

$$f_{yd} = \frac{500}{1{,}15} = 435 \text{ N/m}^2 .$$

– pentru STNB $d \le 7{,}1$ m $\quad f_{yd} = \frac{440}{1{,}15} = 383 \text{ N/m}^2 .$

7.1.3 Predimensionarea secțiunilor de beton

a) Grosimea plăcii trebuie să respecte următoarele condiții:

– condiția de rigiditate (în cazul de față placa este încastrată elastic pe contur):

$$h_f \ge \frac{l}{35} = \frac{2000}{35} = 57{,}1 \text{ mm} ;$$

– condițiile tehnologice (la plăci monolite):

$$h_f \ge 50 \text{ mm} .$$

Pentru grosimea plăcii se poate adopta o valoare rotunjită $h_f = 60$ mm din cele două condiții de mai sus, însă pentru o rezistență la foc de 60 minute conform tabelului 6.6 grosimea minimă acceptabilă este de $h_f = 80$ mm.

b) Dimensiunile secțiunii transversale ale grinzii secundare trebuie să satisfacă:

– condiția de rigiditate:

$$h_n \ge T/20 = \frac{6{,}0}{20} = 0{,}3 \text{ m} = 300 \text{ mm} ;$$

– condiții tehnologice:

h_n – multiplu de 50 mm

$b_n \ge 150$ mm .

– condiția de rezistență la foc (fig. 6.7):

$b \ge 120$ mm .

Pentru grinda secundară se adoptă dimensiunile:

h_n=400 mm şi b_n=200 mm.

c) Dimensiunile secțiunii transversale ale grinzii principale trebuie să satisfacă:

– condiția de rigiditate:

$$h_g \ge L/15 = \frac{6{,}0}{15} = 0{,}4 \text{ m} = 400 \text{ mm} ;$$

– condiții tehnologice:

h_g – multiplu de 50 mm

$h_g \ge h_n + 100 \text{ mm} = 400 + 100 = 500$ mm la intersecția celor două grinzi armăturile longitudinale din grinda principală cu cea de la grinda secundară să nu se suprapună.

$b_g \ge 200$ mm .

– condiția de rezistență la foc (fig. 6.7):

$b_g \ge 120$ mm .

Pentru grinda principală se aleg dimensiunile:

h_g=600 mm şi b_g=300 mm.

d) Dimensiunile secțiunii transversale ale stâlpilor trebuie să satisfacă:

– condiția de flexibilitate:

$l_0 = l_{col}$ = 2860 + 600/2 + 300 – lungimea de flambaj pe ambele direcții (conform anexa IV. fig. IV.2.e)

$$h_c = b_c \ge \frac{l_0}{30} = \frac{3460}{30} = 115{,}3 \text{ mm} ;$$

– condiții tehnologice:

$h_c \geq 250$ mm; $b_c \geq 250$ mm; $b_c \geq h_g$.

– condiția de rezistență la foc (fig. 6.6):

b_c; $h_c \geq 200$ mm.

Pentru stâlpi se aleg dimensiunile:

$h_c = 300$ mm și $b_c = 350$ mm (pentru a permite trecerea armăturilor din stâlp pe lângă cele din grinda principală).

Dimensiunile obținute la predimensionare se pot regăsi pe secțiunea transversală prin hala prezentată în figura 7.3.

SECTIUNEA TRANSVERSALA

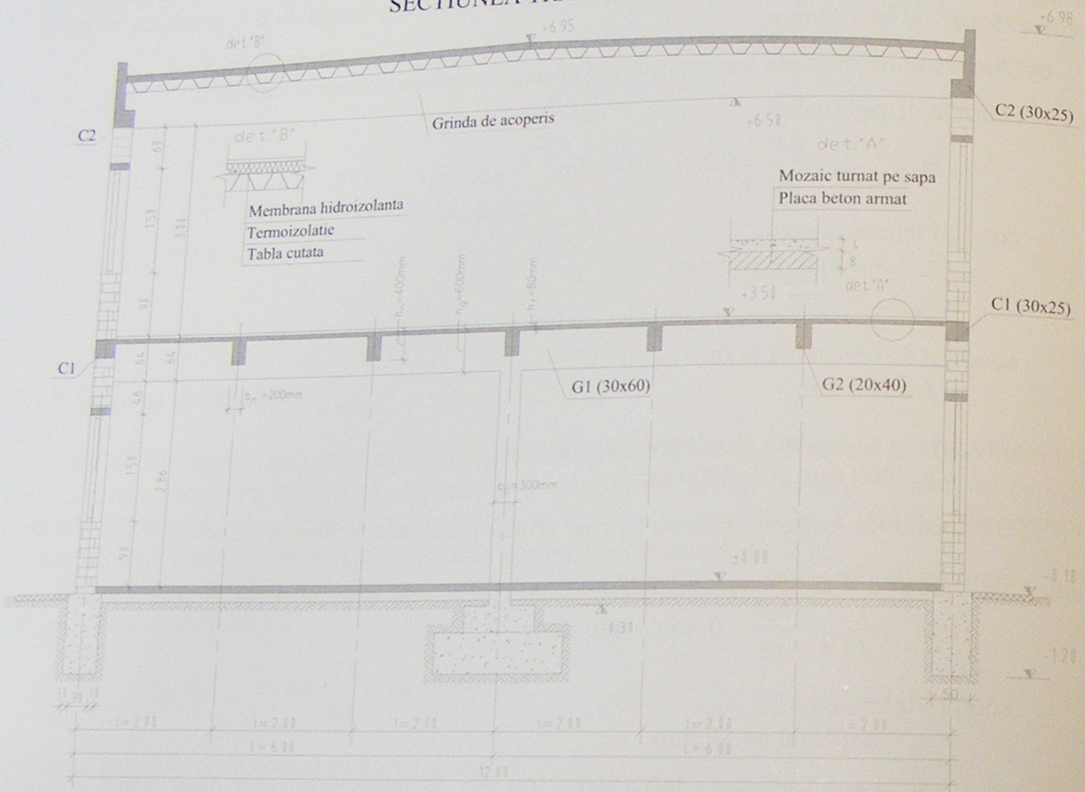


Figura 7.3. Secțiune transversală

7.1.4 Placa

7.1.4.1 *Evaluarea acțiunilor*

a) Valori caracteristice:

Acțiuni permanente (conform detaliului „A" din figura 7.3.)

– greutatea proprie a plăcii:

0,08 m x 25,0 kN/m^3 = 2,00 kN/m^2

– greutatea pardoselii din mozaic pe șapă:

0,94 kN/m^2

Total: $g_k = 2{,}94$ kN/m^2.

Acțiuni variabile (conform temei de proiectare pct. 7.1.)

– încărcarea tehnologică $q_k = 8{,}00$ kN/m^2.

b) Valori de calcul:

Acțiunea totală de calcul în starea limită ultimă se obține prin însumarea acțiunilor caracteristice multiplicate cu coeficienții parțiali de siguranță cu relația (2.41) și tabelul 2.14:

$P_d = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k = 1{,}35 \cdot 2{,}94 + 1{,}5 \cdot 8 = 15{,}97$ kN/m^2.

7.1.4.2 *Calculul static*

a) Stabilirea deschiderilor de calcul. Alegând dimensiunile grinzilor secundare de 200 x 400 mm și ținând cont de prevederile din anexa II rezultă următoarele valori ale deschiderilor de calcul (fig. 7.4.):

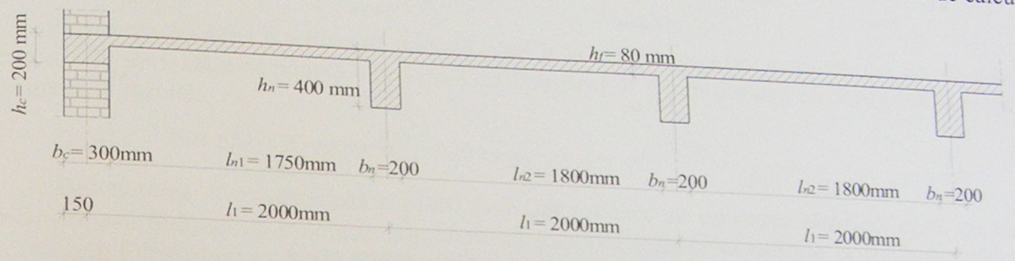


Figura 7.4 Stabilirea deschiderilor de calcul pentru placă

$l_{0eff1} = l_{n1} + 2\frac{1}{2}h_f = 1750 + 2\frac{80}{2} = 1830$ mm pentru câmpurile marginale;

$l_{0eff2} = l_{n2} + 2\frac{1}{2}h_f = 1800 + 80 = 1880$ mm pentru câmpurile intermediare.

b) Schema statică. Deoarece raportul dintre deschiderile plăcii $T/l_1 = 6{,}0/2{,}0 > 2$ placa lucrează după o singură direcție (după direcția scurtă). Calculul se face pentru o fâșie de 1,0 m lățime rezemată continuu pe grinzile secundare (fig. 7.5.).

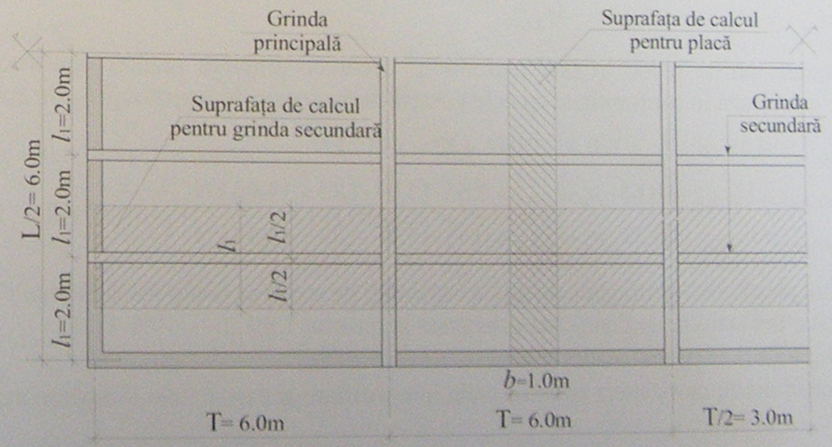


Figura 7.5 Suprafețe de calcul pentru placă și grinzi

c) Deoarece EC2 nu pune la îndemâna proiectanților metode practice de calcul ci numai metode generale, cu reguli și limitările lor, în continuare eforturile în secțiunile critice (fig. 7.6.) se vor determina în conformitate cu metoda simplificată în domeniul plastic utilizată până în prezent în țara noastră (punctul VIII.2).

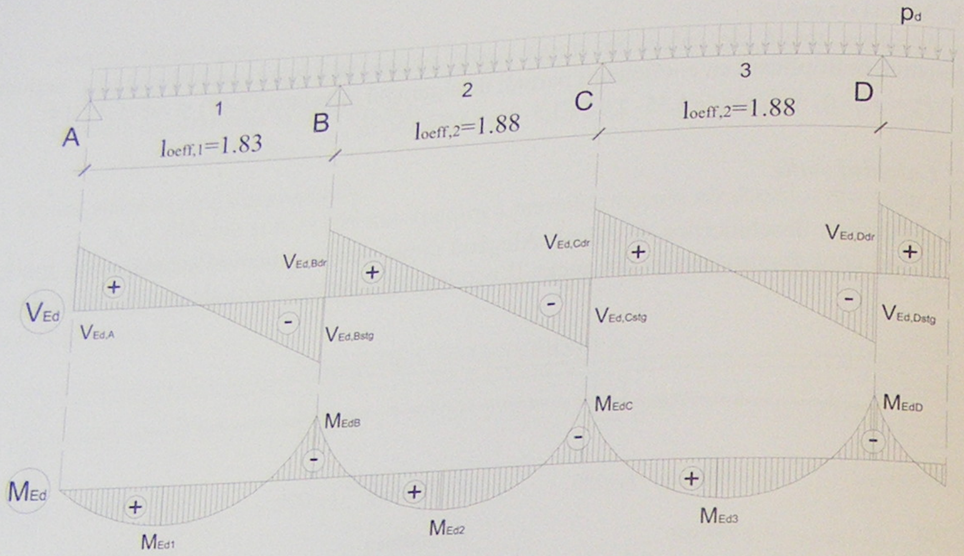


Figura 7.6. Diagramele M_{Ed} şi V_{Ed} pentru placă

Considerând placa continuă solicitată de acţiunile permanente şi temporare aplicate uniform distribuit momentele şi forţele tăietoare se calculează cu relaţiile:

$$M_{Ed,1} = \frac{1}{11} p_d \cdot l_{oeff1}{}^2 = \frac{1}{11} \cdot 15{,}97 \cdot 1{,}83^2 = 4{,}86 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,B} = \frac{1}{14} p_d \cdot l_{oeff1}{}^2 = \frac{1}{14} \cdot 15{,}97 \cdot 1{,}88^2 = 4{,}03 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = \frac{1}{16} p_d \cdot l_{oeff2}{}^2 = \frac{1}{16} \cdot 15{,}97 \cdot 1{,}88^2 = 3{,}53 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = M_{Ed,3} = -M_{Ed,C} = -M_{Ed,D}$$

Momentele nu se reduc la faţa reazemului deoarece armarea rezultă constructivă. Forţa tăietoare se calculează în conformitate cu cele prezentate în anexa IX.2 pentru grinzile continue:

$$V_{Ed,A} = 0{,}45 \cdot p_d \cdot l_{o,eff1} = 0{,}45 \cdot 15{,}97 \cdot 1{,}83 = 13{,}15 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,max} = V_{Ed,Bstg} = 0{,}65 \cdot p_d \cdot l_{o,eff1} = 0{,}65 \cdot 15{,}97 \cdot 1{,}83 = 19{,}00 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,Bdr} = V_{Ed,Cstg} = 0{,}55 \cdot p_d \cdot l_{o,eff2} = 0{,}55 \cdot 15{,}97 \cdot 1{,}88 = 16{,}50 \text{ kN}.$$

Calculul plastic fără verificarea directă a capacităţi de rotire se poate folosi numai dacă sunt satisfăcute cele trei condiţii de ductilitate prevăzute la punctul 1.9.1.2:

- oţelul STNB se poate încadra la clasa B de ductilitate;
- raportul dintre momentele pe reazemele intermediare şi momentele din câmp sunt cuprinse între 0,5 şi 2,0;
- aria armăturilor trebuie să se limiteze în toate secţiunile astfel ca $\frac{x_n}{d} \le 0{,}25$; (se va verifica după efectuarea dimensionării armăturilor).

7.1.4.3 *Dimensionarea armăturilor de rezistenţă*

a) Dimensionare la moment încovoietor:

Înălţimea utilă a plăcii se obţine cu relaţia:

$$d = h_f - c_{nom} - \phi_{sl}/2 = 80 - 20 - 6/2 = 57 \text{ mm}$$

în care valoarea nominală (c_{nom}) a grosimii stratului de acoperire este dată de valoarea minimă (c_{min}) cu relaţia 5.3 la care se adaugă toleranţa (Δc_{tol})

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{tol} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}.$$

Valoarea minimă c_{min} se obţine din tabelul 5.2 în funcţie de clasa de expunere (XC1) şi clasa structurii. La stabilirea clasei structurii s-a ţinut cont de durata de viaţă 50 de ani (clasa 4) şi de prevederile din tabelul 5.4 care precizează că pentru elementele cu geometrie tip dală (necirculabilă în timpul execuţiei) se reduce clasa cu 1 (adică 4-1=3).

$$c_{\min} = 10 \text{ mm}$$

Conform tabelului 6.6 distanţa minimă până la centrul de greutate a armăturilor de rezistenţă este $a = 20$ mm. Dacă se adoptă o armătură cu diametrul de 6 mm distanţa efectivă până la centrul de greutate rezultă:

$$a_{eff} = 20 + 6/2 = 23 \text{ mm} > a_{\min} = 20 \text{ mm}$$

Deschiderea efectivă redusă a plăcii (sub 2,0 m) face ca utilizarea plaselor legate cu bare înclinate sau fără, să fie o soluţie neeconomică (datorită manoperei ridicate la confecţionare) de aceea vom folosi plase sudate la armarea plăcii.

Secţiunea de armătură întinsă pentru plase sudate din oţel STNB, rezultă după cum urmează:

- câmpul 1:
  - momentul redus se determină cu relaţia 3.17:

$$\mu = \frac{M_{Ed,1}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{4{,}86 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 57^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}090 < \mu_{\lim} = 0{,}383$$

rezultă o soluţie cu armare simplă pentru care $\omega = 0{,}0945$.

Cantitatea de armătură se determină cu relaţia 3.18:

$$A_{sl} = \omega_s \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}0945 \cdot 10^3 \cdot 57 \cdot \frac{16{,}67}{383} = 234{,}4 \text{ mm}^2 = 2{,}34 \text{ cm}^2$$

- reazemul B:

$$\mu = \frac{M_{Ed,B}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{4{,}03 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 57^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}074 < \mu_{lin}$$

$$\omega_s = 0{,}077 \text{ şi } \xi = 0{,}096$$

$$A_{sl} = 0{,}077 \cdot 10^3 \cdot 57 \cdot \frac{16{,}67}{383} = 191{,}03 \text{ mm}^2 = 1{,}91 \text{ cm}^2$$

- câmpul 2, 3 şi reazemele C, D:

$$\mu = \frac{3{,}53 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 57^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}065 < \mu_{lin}$$

$$\omega_s = 0{,}067$$

$$A_{sl} = 0{,}067 \cdot 10^3 \cdot 57 \cdot \frac{16{,}67}{383} = 166{,}2 \text{ mm}^2 = 1{,}66 \text{ cm}^2.$$

Cu ariile rezultate mai sus se aleg plase sudate dintre cele prezentate în anexa XIV. În mod normal, la cantităţi mari, se aleg plase cu bare având diametrul mai mic pe o direcţie care se comandă la producător. Având în vedere, însă, mărimea redusă a construcţiei proiectate, de cca. 360 mp, se recomandă alegerea unor plase sudate uzuale, care se găsesc în comerţ şi care de obicei au bare de aceeaşi diametru pe ambele direcţii. Aceste bare prezintă avantajul unor pierderi mai mici la tăierea lor.

- câmpul 1: 113 GQ 246: ø5,6/100 – ø5,6/100 ($A_{sl,eff}$= 246 mm^2);
- câmpul 2, 3 şi reazemul B, C:

  111 GQ 196 ø 5/100 – ø5/100 ($A_{sl,eff}$= 196 mm^2).

Condiţia de limitare a poziţiei axei neutre (pentru calculul static în domeniul plastic) este satisfăcută în toate secţiunile critice:

- câmpul1:

$$\left(\frac{x}{d}\right)_{eff} = \frac{A_{se,eff}}{b\cdot d}\cdot\frac{f_{yd}}{\lambda\cdot\eta\cdot f_{cd}} = \frac{246}{10^3\cdot 57}\cdot\frac{383}{0{,}8\cdot 1\cdot 16{,}67} = 0{,}124 < 0{,}25;$$

- câmpul 2, 3 şi reazemul B, C:

$$\left(\frac{x}{d}\right)_{eff} = \frac{196}{10^3\cdot 57}\cdot\frac{383}{0{,}8\cdot 1\cdot 16{,}67} = 0{,}099 < 0{,}25.$$

La plăcile continue armate pe o singură direcţie se poate efectua un calcul static în domeniul plastic după STAS 10107/22-77 (prezentat în anexa VIII) numai dacă sunt satisfăcute prevederile din EC2, privind cele trei condiţii de ductilitate (vezi punctul 1.9.1.2).

Pentru plăcile cu mai multe scheme de încărcare, înfăşurătoarea momentelor încovoietoare de calcul se determină cu ajutorul diagramei şi tabelului din anexa IX folosite la grinzile continue.

Suprafaţa efectivă a secţiunii armăturii longitudinale întinse trebuie să se încadreze între limitele (vezi punctul 5.2.2.2).

$$A_{sl,\min} = \max\left\{\begin{array}{l} 0{,}26\dfrac{f_{ctm}}{f_{yk}}b\cdot d = 0{,}26\cdot\dfrac{2{,}6}{440}\cdot 10^3\cdot 57 = 87{,}6\ \text{mm}^2 \\ 0{,}0013\cdot b\cdot d = 0{,}0013\cdot 10^3\cdot 57 = 74{,}1\ \text{mm}^2 \end{array}\right\} = 87{,}6\ \text{mm}^2$$

$$A_{sl,\max} = 0{,}04\cdot b\cdot d = 0{,}04\cdot 10^3\cdot 57 = 2280\ \text{mm}^2$$

$$A_{sl,\min} = 87{,}6\ \text{mm}^2 < A_{sl,eff,\min} = 196\ \text{mm}^2 < A_{sl,\max} = 2280\ \text{mm}^2.$$

Distanţa maximă dintre armăturile de rezistenţă se limitează la valoarea:

$$s_{\max} = \min\left\{\begin{array}{l} 3h_f = 3\cdot 80 = 240\ \text{mm} \\ 200\ \text{mm} \end{array}\right\} = 200\ \text{mm} > s_{eff} = 100\ \text{mm}.$$

La plăcile armate pe o singură direcţie se prevăd armături pe cealaltă direcţie de cel puţin:

$$0{,}2\ A_{sl,eff} = 0{,}2\cdot 246 = 49{,}2\ \text{mm}^2 < A_{eff} = 10\cdot 19{,}6 = 196{,}0\ \text{mm}^2 (\phi 5/100)$$

Pentru preluarea momentelor locale de încastrare pe reazemele de continuitate pe latura scurtă şi pe reazemele marginale pe latura lungă, s-au prevăzut în mod constructiv plase sudate tip 112 GQ 196 ø5/100 – ø5/100, prelungindu-se pe o parte şi de alta a reazemului cu $0{,}25l_n$.

b) Dimensionare la forţa tăietoare:

Forţa tăietoare capabilă a elementului fără armătură transversală specifică se determină cu relaţiile (3.53) şi (3.54) considerând $\sigma_{cp} = 0$:

– pentru reazemul marginal A:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c}\eta_1 k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}\right]bd = 0{,}12\cdot 1\cdot 2(100\cdot 0{,}0043\cdot 25)^{1/3}10^3\cdot 57 = 30{,}19\cdot 10^3\ \text{N} = 30{,}19\ \text{kN}$$

în care: $\eta_1 = 1$ pentru beton greu;

$$C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{57}} = 2{,}87 > 2 \Rightarrow k = 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b\cdot d} = \frac{246}{10^3\cdot 57} = 0{,}0043 < 0{,}02 \text{ (conform figurii 3.19)}$$

$$V_{Rd,c\min} = v_{\min} b\cdot d = 0{,}035\cdot k^{3/2}\cdot f_{ck}^{1/2}\cdot b\cdot d = 0{,}035\cdot 2^{3/2}\cdot 25^{1/2}\cdot 10^3\cdot 57 = 28{,}21\ \text{kN} < V_{Rd,c}$$

$$V_{Rd,A} = 13{,}15\ \text{kN} < V_{Rd,c} = 30{,}19\ \text{kN}$$

– pentru reazemele intermediare B şi C:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b\cdot d} = \frac{196}{10^3\cdot 57} = 0{,}0034 < 0{,}02$$

$$V_{Rd,c} = 0{,}12\cdot 1\cdot 2(100\cdot 0{,}0034\cdot 25)^{1/3}10^3\cdot 57 = 27{,}92\cdot 10^3\ \text{N} = 27{,}92\ \text{kN}$$

$$V_{Rd,Bstg} = 19{,}0\ \text{kN} < V_{Rd,c} = 28{,}21\ \text{kN}$$

La partea superioară locul de oprire a barelor drepte (călăreţi) şi a celor ridicate se face în funcţie de diagrama momentelor capabile reduse cu braţul de pârghie z. În mod practic este suficient să se respecte prevederile prezentate în figurile 5.22 şi 5.25.

c) Dimensionarea centurii:

Deoarece în exemplul de faţă nu s-a făcut un calcul al întregii structuri armarea centurii se va face pe baza prescripţiilor de la punctul 5.2.1.7:

$$b_c = b_z = 300\ \text{mm} > b_{c,\min} = 250\ \text{mm}$$

$$h_c = 200\ \text{mm} = h_{c,\min} = 200\ \text{mm}$$

$$A_{c,eff} = 300\cdot 200 = 60000\ \text{mm}^2 > A_{c,\min} = 50000\ \text{mm}^2$$

$$A_s = 0{,}08\cdot 10^{-2}\cdot A_{c,eff} = 0{,}08\cdot 10^{-2}\cdot 60000 = 480\ \text{mm}^2 \Rightarrow 6\phi 10\ cu\ A_{s,\min} = 471\ \text{mm}^2$$

Consultând figura 1.2a observăm că pentru partea exterioară a centurii clasa de expunere se consideră XC4 şi XC1. Deoarece centura este protejată împotriva îngheţ-dezgheţului prin îmbrăcarea întregii faţade cu un strat de polistiren de 50 mm nu se consideră şi expunerea XF1.

Datorită stratului termoizolant se poate reduce clasa de expunere de la XC4 la XC3 (beton în exteriorul clădirii ferit de ploaie).

Valoarea acoperirii minime rezultă (pentru clasa structurii 4):

$$c_{\min} = 25\ \text{mm} > \phi_{sl} = 10\ \text{mm}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{tot} = 25 + 10 = 35\ \text{mm}$$

Considerând pentru armătura transversală un diametru de 6 mm se verifică stratul de acoperire pentru aceste bare (vezi fig. 5.1):

$$c_v = c_{nom,sl} - \phi_{sw} = 35 - 6 = 29\ \text{mm}$$

$$c_v = c_{nom,dur} + \Delta c_{tot} = 25 + 10 = 35\ \text{mm}$$

În cazul în care pentru peretele exterior era prevăzut un strat de tencuială ca şi finisaj se putea adopta o reducere a stratului de acoperire cu $\Delta c_{dur,add} = 5$ mm. Pentru stratul de protecţie din polistiren cu o peliculă subţire de tencuială, în lipsa unor reglementări precise, nu se recomandă reducerea stratului de acoperire a armăturilor. Sub polistiren (fără strat de aerisire) fenomenul de atac al mediului se poate amplifica.

Stratul de acoperire se va considera de $c_{sl} = 40$ mm pentru armătura longitudinală şi $c_{sw} = 34$ mm pentru etrieri.

7.1.4.4 *Ancorarea armăturilor*

Pentru ancorarea şi înnădirea prin suprapunere a armăturilor s-au respectat prevederile de la punctul 5.1.3.1 şi 5.1.3.2 respectiv 5.2.1.2.

La partea superioară a plăcii lungimea de ancorare a barelor întinse se determină pentru diametrul mai mare ø5,6 mm:

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5 l_{b,rqd} = 1\cdot 0{,}7\cdot 1\cdot 0{,}7\cdot 1{,}0\cdot 199 = 98 \text{ mm} < l_{b,\min} = 100 \text{ mm}$$

în care: $l_{b,rqd} = 0{,}25\phi\cdot\frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 0{,}25\cdot 5{,}6\cdot\frac{383}{2{,}7} = 199$ mm ;

$\alpha_1 = 1{,}0$; bară dreaptă;

$\alpha_2 = 1 - 0{,}15(c_d - \phi)/\phi = 1 - 0{,}15(20 - 5{,}6)/5{,}6 = 0{,}61 < 0{,}7 \Rightarrow \alpha_2 = 0{,}7$

pentru $c_d = \min\left(a/2 = \frac{100-5{,}6}{2} = 47 \text{ mm}; c = 20 \text{ mm}\right)$ conform figurii 5.7;

$\alpha_3 = 1{,}0$ pentru $K = 0$ (conform figurii 5.8);

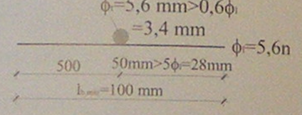
$\alpha_4 = 0{,}7$ pentru plasă sudată (conform figurii 5.4e unde $\phi_t = 5{,}6 \text{ mm} > 0{,}6\phi_l = 3{,}4$ mm);

$\alpha_5 = 1{,}0$ fără presiune transversală.

Se verifică condiția limitativă dată de relația (5.9) pentru produsul coeficienților $\alpha_2\cdot\alpha_3\cdot\alpha_5 = 0{,}7\cdot 1{,}0\cdot 1{,}0 = 0{,}7$.

Lungimea minimă de ancorare se stabileşte din condițiile:

$$l_{b,\min} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}3l_{b,rqd} = 0{,}3\cdot 199 = 60 \text{ mm} \\ 10\phi_{sl} = 10\cdot 5{,}6 = 56 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{Bmatrix} \Rightarrow l_{b,\min} = 100 \text{ mm}.$$



Locul de oprire a barelor întinse se stabileşte trasând diagrama de momente, redusă cu braţul de pârghie z, obținându-se astfel punctele de anulare pentru cele două deschideri adiacente reazemului B (fig. 7.7).

Se determină poziția relativă a axei neutre pentru armătura efectivă $A_{sl,eff} = 196 \text{ mm}^2$ cu ajutorul relației (3.1):

$$x = \frac{A_{sl,eff}\cdot f_{yd}}{b\cdot\lambda\cdot\eta\cdot f_{cd}} = \frac{196\cdot 383}{10^3\cdot 0{,}8\cdot 1\cdot 16{,}67} = 5{,}62 \text{ mm} \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = 0{,}099$$

după care se obține brațul de pârghie dintre forța de compresiune din beton şi întindere din armătură:

$$z = d - 0{,}5\lambda\cdot x = 57 - 0{,}5\cdot 0{,}8\cdot 5{,}62 = 54{,}75 \text{ mm} = 0{,}055 \text{ m}$$

respectiv momentul capabil cu relația (3.2):

$$M_{Rd,B} = \lambda\cdot\eta\cdot f_{cd}\cdot\xi(1 - 0{,}5\lambda\cdot\xi)\cdot b\cdot d^2 =$$

$$= 0{,}8\cdot 1\cdot 16{,}67\cdot 0{,}099(1 - 0{,}5\cdot 0{,}8\cdot 0{,}099)\cdot 10^3\cdot 57^2 = 4{,}12\cdot 10^6 \text{ Nmm} = 4{,}12 \text{ kNm}$$

Forța de întindere capabilă în armătură se obține împărțind momentul capabil cu brațul de pârghie:

$$F_{Rs} = \frac{M_{Ed,B}}{z} = \frac{4{,}12}{0{,}055} = 75{,}25 \text{ kN}$$

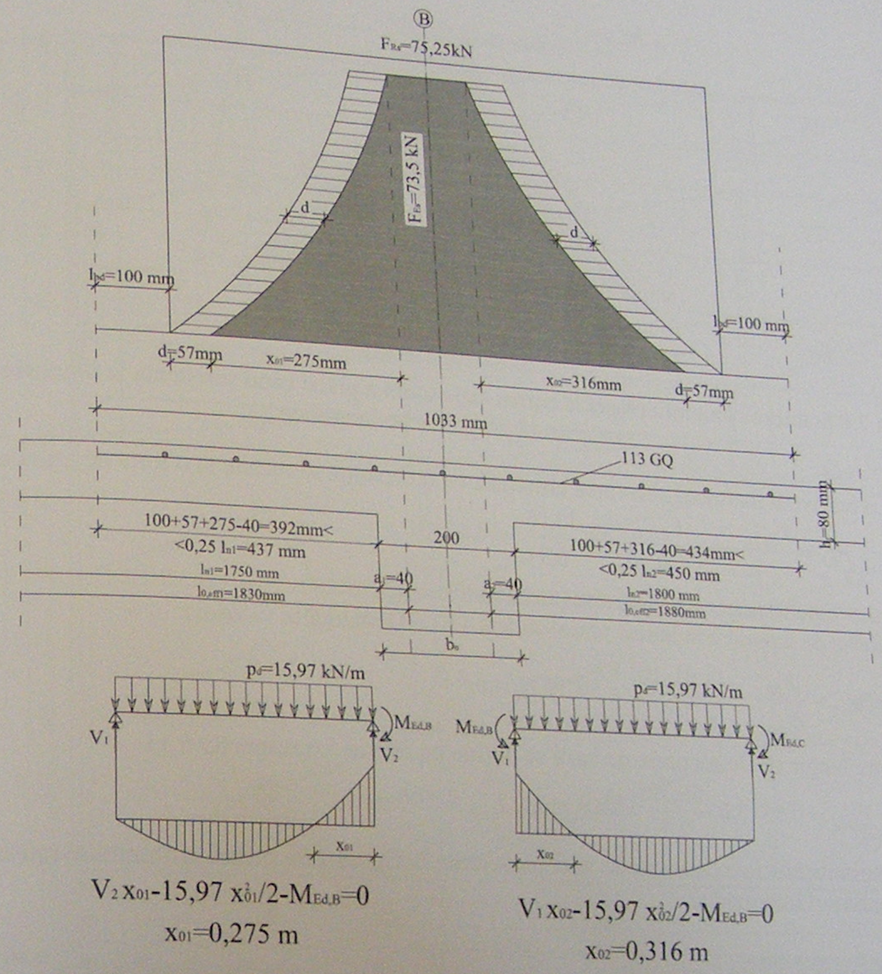


Figura 7.7 Stabilirea lungimii plasei la partea superioară a plăcii în dreptul reazemului B

Forța de întindere din solicitare se obține în mod asemănător pentru $\xi = 0{,}096$ respectiv $z = 54{,}8$ mm :

$$F_{Es} = \frac{M_{Ed,B}}{z} = \frac{4{,}03}{0{,}0548} = 73{,}5 \text{ kN}.$$

După cum se observă din figura 7.7 prevederile pentru oprirea armăturilor (călăreților) la partea superioară a plăcii prezentate în figurile 5.22 respectiv 5.25 sunt acoperitoare (0,25 l_n) chiar şi în cazul unor diametre mai mari ale barelor întinse şi la o clasă mai mică de beton pentru care lungimile de ancorare rezultă mai mari. În aceste cazuri se poate utiliza varianta în care rezistența la întindere este scăzută progresiv pe lungimea de ancorare l_{bd} (vezi fig. 5.43 şi fig. 7.8).

La plăci, în cazurile curente, nu este nevoie de armătura specifică pentru preluarea forței tăietoare, în general armături înclinate şi mai rar de etrieri. De aceea soluția mai judicioasă de armare este cea cu plase sudate.

La partea inferioară a plăcii lungimea de ancorare se determină în funcție de tipul reazemului (marginal sau intermediar). Lungimea de ancorare se măsoară de la linia de contact dintre placă şi reazemul ei (fig. 5.44).

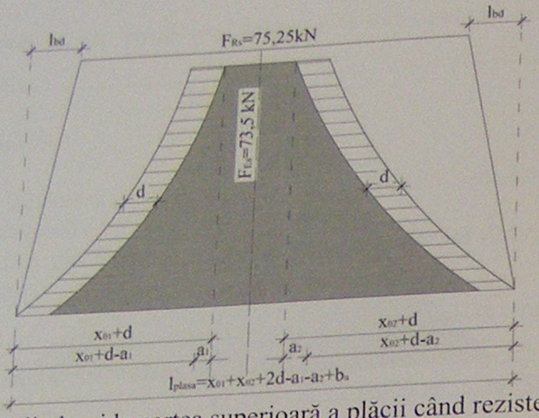


Figura 7.8 Stabilirea lungimii plasei la partea superioară a plăcii când rezistența la întindere din bare este scăzută progresiv pe lungimea l_{bd}

La reazemul marginal ancorarea armăturii va fi capabilă să reziste la o forță de întindere:

$$F_{Ed} = \frac{V_{Ed,A} \cdot a_l}{z} = \frac{V_{Ed,A} \cdot d}{0{,}9d} = \frac{13{,}15}{0{,}9} = 14{,}61\ \text{kN}$$

în care $a_l = d$ pentru elemente fără armături transversale.

Efortul de întindere în barele plasei sudate 112 GQ rezultă la valoarea:

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_{sl,eff}} = \frac{14{,}61 \cdot 10^3}{246} = 59{,}39\ \text{N/mm}^2$$

pentru care lungimea de ancorare de bază se obține cu relația 5.6 respectiv 5.11:

$$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot 5{,}6 \cdot \frac{59{,}39}{2{,}7} = 30{,}8\ \text{mm} < l_{b\,\min} = 100\ \text{mm}\,.$$

Lungimile efective de ancorare sunt prezentate în figura 7.9a pentru reazemul marginal şi 7.9b pentru reazemul intermediar.

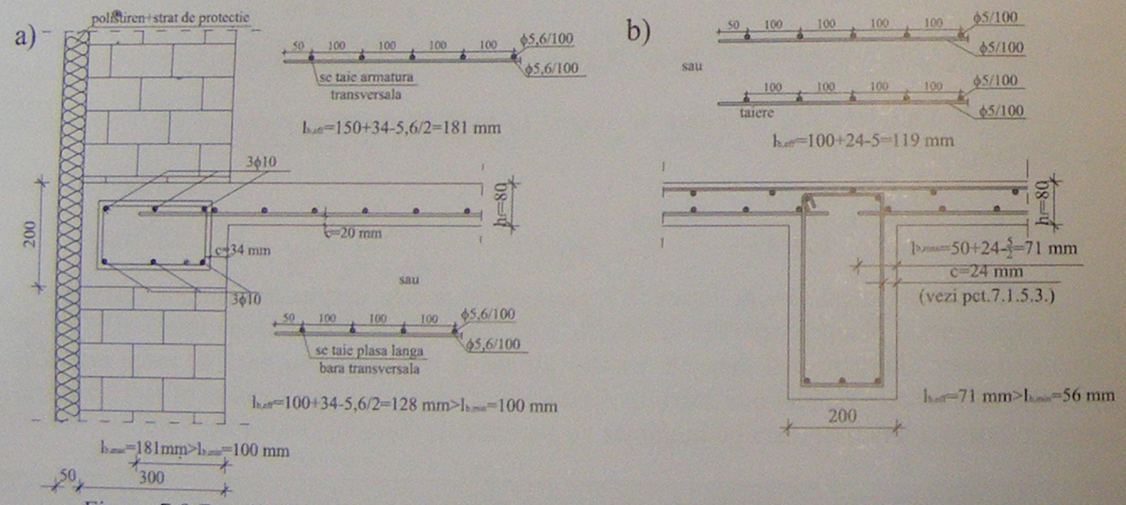
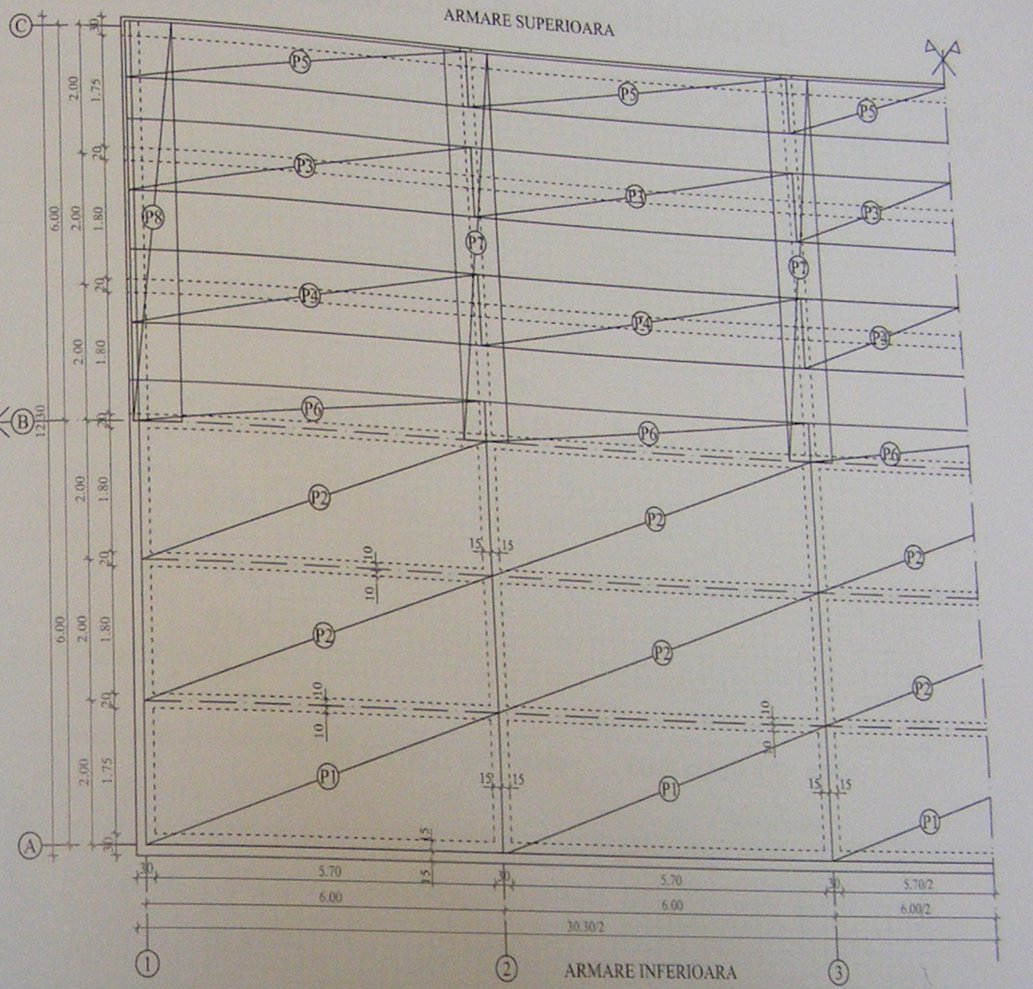


Figura 7.9 Detalii de armare cu plase sudate: a) reazem marginal; b) reazem central

Armarea plăcii planşeului cu detaliile de tăiere a plaselor sudate se prezintă în figura 7.10. În planul de tăiere a plaselor utilizate din plasele comercializate s-a ținut cont de dimensiunea uzuală existentă pe piață şi anume:

$$B \cdot L = 2000 \cdot 6000 \; si \; B \cdot L = 2400 \cdot 6000 \; \text{având} \; C_{nl} = C_{rl} = 50\ \text{mm}\,.$$



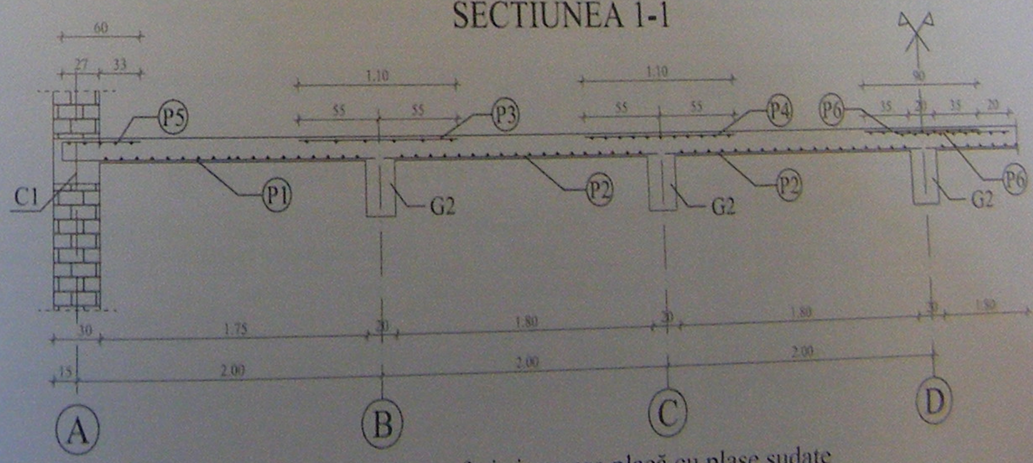
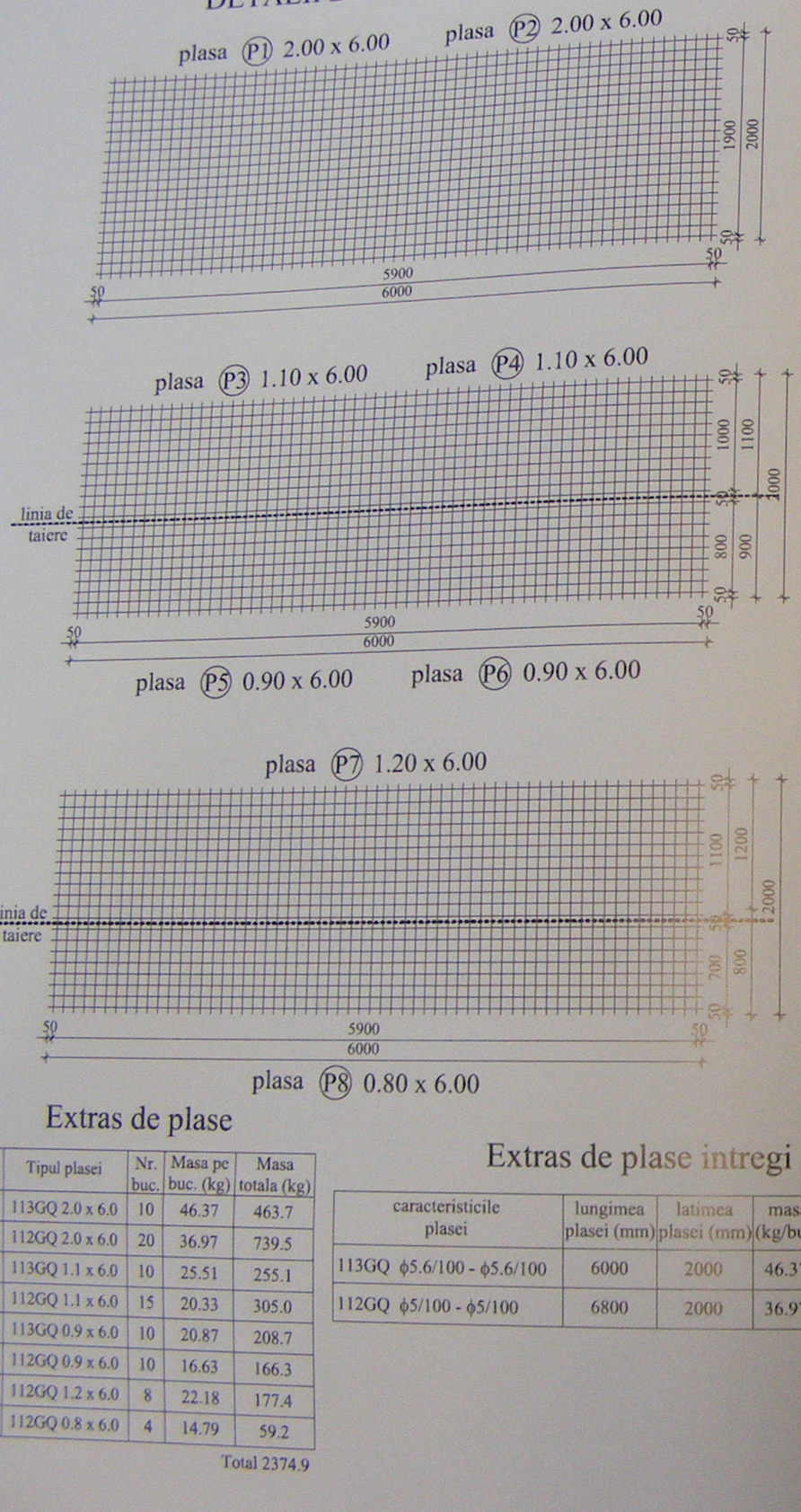


Figura 7.10 Plan cofraj și armare placă cu plase sudate

DETALII DE TAIERE A PLASELOR



Extras de plase

	Tipul plasei	Nr. buc.	Masa pe buc. (kg)	Masa totala (kg)
P1	113GQ 2.0 x 6.0	10	46.37	463.7
P2	112GQ 2.0 x 6.0	20	36.97	739.5
P3	113GQ 1.1 x 6.0	10	25.51	255.1
P4	112GQ 1.1 x 6.0	15	20.33	305.0
P5	113GQ 0.9 x 6.0	10	20.87	208.7
P6	112GQ 0.9 x 6.0	10	16.63	166.3
P7	112GQ 1.2 x 6.0	8	22.18	177.4
P8	112GQ 0.8 x 6.0	4	14.79	59.2

Total 2374.9

Extras de plase intregi

caracteristicile plasei	lungimea plasei (mm)	latimea plasei (mm)	masa (kg/buc)	buc.	masa totala (kg)
113GQ ϕ5.6/100 - ϕ5.6/100	6000	2000	46.37	20	927.4
112GQ ϕ5/100 - ϕ5/100	6800	2000	36.97	43	1589.7

Total 1756.7

7.1.5 Grinda secundară (nervura)

7.1.5.1 *Evaluarea acțiunilor*

Placa planşeului, lucrând după o singură direcție, perpendiculară pe direcția grinzilor secundare, transmite încărcarea în totalitate sub formă de sarcină uniform distribuită, grinzilor secundare (fig.7.5).

a) Valori caracteristice:

Acțiuni permanente:

– greutatea proprie a nervurii:

$$g = b_n\left(h_n - h_f\right)\rho_b = 0{,}2\cdot(0{,}4-0{,}08)\cdot 25 = 1{,}6 \text{ kN/m}$$

– încărcări transmise de placă:

$$g = g_k \cdot l_1 = 2{,}94\cdot 2 = 5{,}88 \text{ kN/m}$$

Total: $g_k = 7{,}48$ kN/m .

Acțiuni variabile (conform temei de proiectare pct.7.1.):

– încărcare tehnologică $q_k = 8\cdot 2 = 16$ kN/m .

b) Valori de calcul:

Acțiunea totală de calcul în starea limită ultimă se obține prin însumarea acțiunilor caracteristice înmulțite cu coeficienții parțiali de siguranță (relația 2.41, tabelul 2.14):

$$p_d = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k = 1{,}35\cdot 7{,}48 + 1{,}5\cdot 16 = 34{,}10 \text{ kN/m}.$$

7.1.5.2. *Calculul static*

a) Stabilirea deschiderilor de calcul (fig.7.11):

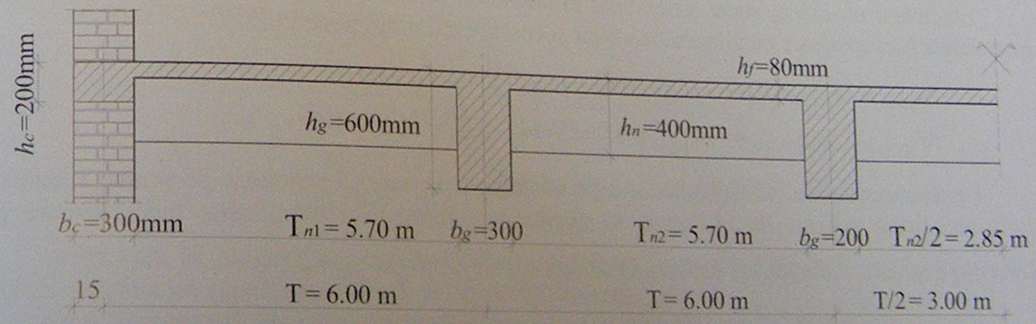


Figura 7.11 Stabilirea deschiderilor de calcul pentru grinda secundară

La stabilirea deschiderilor de calcul se ține cont de prevederile din anexa II:

$$T_{eff\,1} = T_{n1} + a_1 + a_2 = 5{,}70 + 2\cdot\min\left[\frac{0{,}3}{2};\frac{0{,}4}{2}\right] = 6{,}00 \text{ m}$$

$$T_{eff\,2} = T_{n2} + a_1 + a_2 = 5{,}70 + 2\cdot\min\left[\frac{0{,}3}{2};\frac{0{,}4}{2}\right] = 6{,}00 \text{ m}$$

b) Schema statică

Grinda secundară se calculează ca o grindă continuă cu cinci deschideri, ale cărei reazeme sunt centurile marginale şi grinzile principale, schema de calcul static fiind cea din figura 7.12.

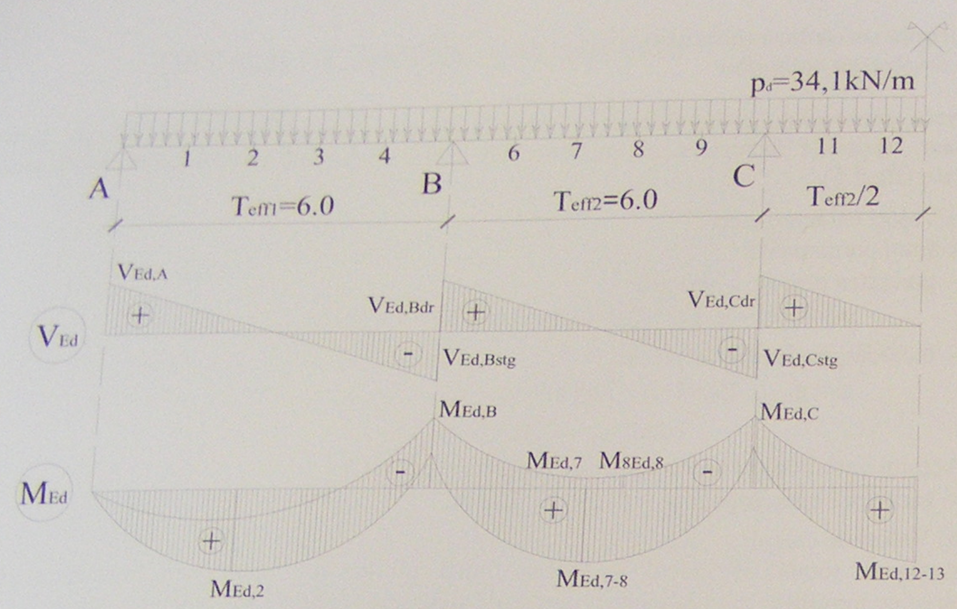


Figura 7.12 Diagramele M_{Ed} şi V_{Ed} la grinda secundară

c) Calculul eforturilor

Eforturile în secţiunile critice se pot determina cu ajutorul unei calcul static liniar elastic fără redistribuire sau cu redistribuire dar şi cu ajutorul unui calcul plastic (vezi pct. 1.9.1).

Efectuând un calcul static simplificat în domeniul plastic (STAS 10107/2-77) se calculează momentele încovoietoare cu ajutorul relaţiilor şi coeficienţilor din punctul IX.2.

$$M_{Ed,2} = M_{Ed,B} = 0{,}091 \cdot 34{,}10 \cdot 6{,}0^2 = 111{,}71 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,7-8} = M_{Ed,12-13} = -M_{Ed,C} = 0{,}0625 \cdot 34{,}1 \cdot 6{,}0^2 = 76{,}73 \text{ kNm}$$

Deoarece acţiunile variabile (încărcarea tehnologică) poate să acţioneze pe grinda secundară după mai multe scheme de încărcare, în câmpurile intermediare momentele încovoietoare pot deveni şi negative, valoarea lor depinzând de raportul: $Q/G = 16/7{,}48 = 2{,}14$.

$$M_{Ed,7} = -0{,}021 \cdot 34{,}1 \cdot 6^2 = -25{,}78 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,8} = -0{,}015 \cdot 34{,}1 \cdot 6^2 = -18{,}4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,12} = -0{,}004 \cdot 34{,}1 \cdot 6^2 = -4{,}91 \text{ kNm}$$

Forţele tăietoare pe reazeme se obţin după cum urmează:

$$V_{Ed,A} = 0{,}45 \cdot 34{,}1 \cdot 6 = 92{,}07 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,Bstg} = -0{,}65 \cdot 34{,}1 \cdot 6 = 132{,}99 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,Bdr} = -V_{Ed,C\,st} = V_{Ed,C\,dr} = 0{,}55 \cdot 34{,}1 \cdot 6 = 112{,}53 \text{ kN}$$

Deoarece pentru grinda secundară continuă reazemele sunt grinzile principale şi centurile care nu împiedică rotirea, momentele de calcul se consideră la faţa reazemului conform relaţiei (II.5) din anexa II:

$$M_{Ed,Bred} = 111{,}71 - (132{,}99 + 112{,}53) \cdot \frac{0{,}3}{8} = 102{,}50 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,Cred} = 76{,}73 - (112{,}53 + 112{,}53) \cdot \frac{0{,}3}{8} = 68{,}29 \text{ kNm}$$

Se verifică condiţia ca momentul redus să nu fie sub 65% din momentul de încastrare perfectă obţinută pentru o grindă articulată la un capăt şi încastrată la celălalt în deschiderea marginală şi dublu încastrată în deschiderea intermediară.

$$M_{B,\min} = 0{,}65 \cdot \frac{p_d \cdot T_{oeff1}^2}{8} = 0{,}65 \cdot \frac{34{,}1 \cdot 6^2}{8} = 99{,}74 \text{ kNm} < M_{Ed,Bred}$$

$$M_{C,\min} = 0{,}65 \cdot \frac{p_d \cdot T_{oeff2}^2}{12} = 0{,}65 \cdot \frac{34{,}1 \cdot 6^2}{12} = 66{,}5 \text{ kNm} < M_{Ed,Cred}$$

Dacă nu se verifică direct capacitatea de rotire a grinzii secundare pe porţiunea reazemului, trebuie să se respecte condiţiile privitoare la ductilitatea necesară (vezi pct. 1.9.1.2):

– armătura aleasă (S500) are clasa de ductilitate B;
– raportul dintre momentele pe reazemele intermediare şi momentele din câmp:

$$0{,}5 < \frac{M_{Ed,B}}{M_{Ed,7-8}} = \frac{102{,}5}{76{,}73} = 1{,}36 < 2$$

$$0{,}5 < \frac{M_{Ed,B}}{M_{Ed,2}} = \frac{102{,}5}{111{,}71} = 0{,}392 < 2$$

$$0{,}5 < \frac{M_{Ed,C}}{M_{Ed,7-8}} = \frac{68{,}29}{76{,}73} = 0{,}89 < 2$$

– limitarea axei neutre $\xi = \frac{x_u}{d} \le 0{,}25$ se verifică pentru cele două reazeme considerând în mod aproximativ $d = 0{,}9h_n = 360$ mm:

$$\mu = \frac{M_{Ed,B}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{102{,}5 \cdot 10^6}{200 \cdot 360^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}237 \xrightarrow{\text{tabelul 3.5a}} \xi = 0{,}343 > 0{,}25$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,C}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{68{,}29 \cdot 10^6}{200 \cdot 360^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}158 \rightarrow \xi = 0{,}216 < 0{,}25$$

După cum se observă pe reazemul intermediar B nu se respectă condiţia de ductilitate, deci trebuie efectuat un calcul aproximativ al capacităţii de rotire.

Se determină rotirea plastică admisă în starea limită ultimă cu relaţia (1.41) şi figura 1.9:

$$V_{Ed,Bstg} = 132{,}99 - 31{,}4 \cdot \frac{0{,}3}{2} = 127{,}88 \text{ kNm}$$

$$K_\lambda \theta_{pl,d} = \sqrt{\frac{M_{Ed,B}}{3d \cdot V_{Ed,Bstg}}} \cdot \theta_{pl,d} = \sqrt{\frac{102{,}5 \cdot 10^6}{3 \cdot 360 \cdot 127{,}88 \cdot 10^3}} \cdot 9{,}0 = 0{,}861 \cdot 9{,}0 = 7{,}75 \text{ mrad}$$

Pentru încărcările de calcul rotirea determinată pe o porţiune de 0,6 h de pe o parte şi cealaltă a reazemului B cu ajutorul unui program de calcul rezultă:

$$\theta_E = 3{,}16 \text{ mrad} < K_\lambda \theta_{pl,d} = 7{,}75 \text{ mrad}$$

La determinarea rotirii de calcul s-a utilizat o rigiditate redusă $0{,}3E_bI_b$ pentru o secţiune de beton armat fisurată.

O verificare mai riguroasă se poate efectua abia când se cunoaşte armarea grinzii secundare. Vom efectua calculul rotirii θ_E mai la urmă (vezi pct. 7.1.5.4).

Dacă proiectantul nu doreşte să verifice capacitatea de rotire şi alege varianta $\xi \le 0{,}25$, atunci poate opta pentru mărirea secţiunii transversale a grinzii, de exemplu 200 x 450 mm.

La grinzile secundare continue se poate efectua un calcul static simplificat în domeniul plastic, după STAS 10107/2-77 prezentat în anexa IX, numai dacă sunt satisfăcute prevederile din EC2, privind ductilitatea cerută.

7.1.5.3 *Dimensionarea armăturilor de rezistență*

a) La moment încovoietor:
Înălțimea utilă a grinzii secundare se obține cu relația:

$$d = h_n - c_{nom} - \phi_{sl}/2 = 400 - 30 - 20/2 = 360 \text{ mm}$$

$$c_{nom,sl} = c_{\min,b} + \Delta c_{tol} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

în care acoperirea minimă (c_{min}) s-a stabilit pe de o parte în funcție de diametrul maxim presupus pentru armătura longitudinală $\phi_{sl} = 20$ mm (tabelul 5.1) pe de altă parte în funcție de prevederile din tabelul 5.2 pentru clasa de expunere XC1 și clasa structurii 4.

Considerând pentru armătura transversală (etrieri) un diametru de $\phi_{sw} = 6$ mm, se verifică respectarea condiției de acoperire minimă (fig.5.1):

$$c_v = c_{nom,sl} - \phi_{sw} = 30 - 6 = 24 \text{ mm} \cong c_{nom,sw} = c_{\min,dur} + \Delta c_{tot} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}.$$

Conform tabelului 6.3 pentru o rezistență la foc R60 și pentru grinzi continue cu latura de 200mm rezultă o distanță minimă de 12 mm măsurată de la centrul de greutate a armăturilor longitudinale până la fibra extremă inferioară. Cu o acoperire de $c_{nom} = 25$ mm rezultă:

$$a_{eff} = c_{nom,sl} + \frac{\phi_{sl}}{2} = 30 + \frac{20}{2} = 40 \text{ mm} > a_{\min} = 12 \text{ mm}$$

În câmpuri, nervura se dimensionează ca secțiune T, iar pe reazeme ca o secțiune dreptunghiulară.

- În câmpul 1 (între reazemele A-B):

Lățimea activă de placă trebuie să îndeplinească următoarele condiții (anexa II):

$$b_{eff} \le \min\begin{cases} \Sigma b_{eff,i} + b_n = 2 \cdot 600 + 200 = 1400 \text{ mm} \\ b_1 + b_2 + b_n = 2000 \end{cases} \Rightarrow b_{eff} = 1400 \text{ mm},$$

în care $b_{eff1,2} = 0{,}2 \cdot b_{1,2} + 0{,}1 \cdot T_o = 0{,}2\frac{900}{2} + 0{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot 6000 =$

$= 600 \text{ mm} < 0{,}2 \cdot 0{,}85 \cdot 6000 = 1020 \text{ mm}$

se alege $b_{eff} = 1400$ mm (fig.7.13).

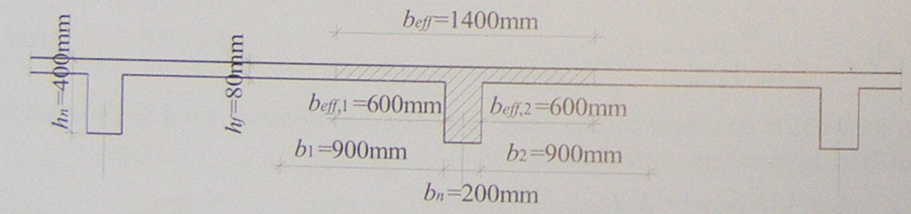


Figura 7.13 Stabilirea secțiunii transversale

Se verifică poziția axei neutre (relația 3.24):

$$\frac{b_{eff}}{b_n} = \frac{1400}{200} = 7 > 5$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,2}}{b_n \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{111{,}71 \cdot 10^6}{200 \cdot 360^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}259 <$$

$$< \frac{b_{eff}}{b_n} \cdot \frac{h_f}{d}\left(1 - 0{,}5\frac{h_f}{d}\right) = \frac{1400}{200} \cdot \frac{80}{360}\left(1 - 0{,}5\frac{80}{360}\right) = 1{,}383$$

care rezultă în placă ($x < h_f$).
Se determină momentul redus cu ajutorul relației:

$$\mu = \frac{M_{Ed,2}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{111{,}71 \cdot 10^6}{1400 \cdot 360^2 \cdot 16{,}66} = 0{,}0369$$

$$\omega = 0{,}0376$$

$$A_{sl} = \omega \cdot b_{eff} \cdot d\frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}0376 \cdot 1400 \cdot 360 \cdot \frac{16{,}67}{435} = 726{,}2 \text{ mm}^2 = 7{,}26 \text{ cm}^2$$

Se aleg 3 ø18 cu aria efectivă $A_{s,eff} = 7{,}62$ cm^2.

- În câmpul 2 lățimea activă de placă rezultă la valoarea

$$b_{eff1,2} = 0{,}2\frac{900}{2} + 0{,}1 \cdot 0{,}7 \cdot 6000 = 510 \text{ mm} < 0{,}2 \cdot 0{,}7 \cdot 6000 = 840 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff1,2} + b_n = 2 \cdot 510 + 200 = 1220 \text{ mm} < b = 2000 \text{ mm}.$$

Deoarece $\frac{b}{b_n} = \frac{1200}{200} = 7 > 5$, rezultă că axa neutră intersectează placa și aria de armătură se determină ca la o secțiune dreptunghiulară cu $b_w = b_{eff}$:

$$\mu_{sd} = \frac{M_{Ed,7-8}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{76{,}73 \cdot 10^6}{1220 \cdot 360^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0291$$

$$\omega_s = 0{,}0295$$

$$A_{s1} = 0{,}0295 \cdot 1220 \cdot 360 \cdot \frac{16{,}67}{435} = 496{,}5 \text{ mm}^2 = 4{,}97 \text{ cm}^2$$

Alegem 2 ø18 cu aria efectivă $A_{s,eff} = 5{,}08$ cm^2.
Armătura pentru preluarea momentului negativ în câmpul 2 se va calcula ca pentru o secțiune dreptunghiulară simplu armată:

$$\mu = \frac{M_{Ed,7}}{b_n \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{25{,}78 \cdot 10^6}{200 \cdot 360^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0597 < \mu_{lin} = 0{,}372$$

$$\omega = 0{,}0619$$

$$A_{s1} = 0{,}0619 \cdot 200 \cdot 360 \cdot \frac{16{,}67}{435} = 170{,}8 \text{ mm}^2 = 1{,}71 \text{ cm}^2 .$$

Alegem 2 ø12 cu aria efectivă $A_{s,eff} = 2{,}26$ cm^2 necesar pentru montajul etrierilor.

- În câmpul 3

$$\mu = \frac{M_{Ed,12}}{b_n \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{4{,}91 \cdot 10^6}{200 \cdot 360^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0114$$

$$\omega = 0{,}0116$$

$$A_{s1} = 0{,}0116 \cdot 200 \cdot 360 \cdot \frac{16{,}67}{435} = 32{,}0 \text{ mm}^2 = 0{,}32 \text{ cm}^2 .$$

Alegem 2 ø8 cu aria efectivă $A_{s,eff} = 1{,}01\ cm^2$.

- Pe reazemul B:

$$\mu = \frac{M_{Ed,B}}{b_n \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{102{,}50 \cdot 10^6}{200 \cdot 360^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}237 < \mu_{lim} = 0{,}372$$

$$\omega = 0{,}275$$

$$A_{sl} = 0{,}275 \cdot 200 \cdot 360 \cdot \frac{16{,}67}{435} = 758{,}8\ mm^2 = 7{,}60\ cm^2.$$

Alegem 3 ø18 cu aria efectivă $A_{s,eff} = 7{,}62\ cm^2$.

- Pe reazemul C:

$$\mu = \frac{M_{Ed,C}}{b_n \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{68{,}29 \cdot 10^6}{200 \cdot 360^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}158$$

$$\omega_s = 0{,}173$$

$$A_{sl} = 0{,}173 \cdot 200 \cdot 360 \cdot \frac{16{,}67}{435} = 477{,}3\ mm^2 = 4{,}77 cm^2.$$

Alegem 2 ø18 cu aria efectivă $A_{s,eff} = 5{,}08\ cm^2$.
Schema de armare se prezintă în figura 7.14.

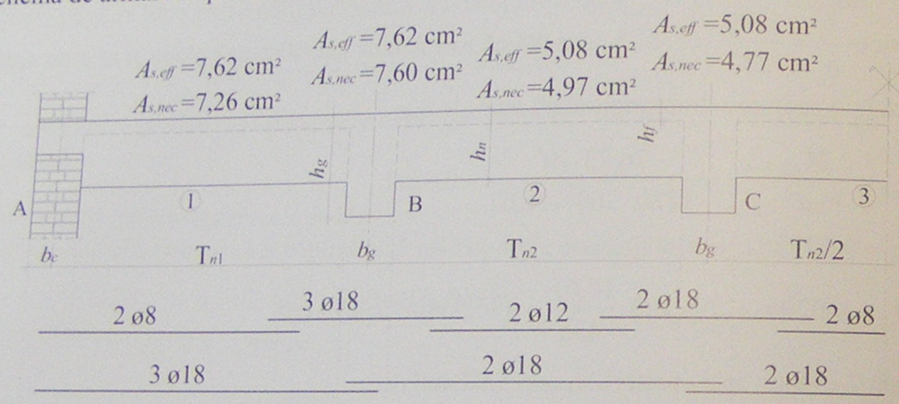


Figura 7.14 Schema de armare a nervurii (varianta inițială)

După cum se observă pentru a reduce manopera legată de fasonarea armăturilor longitudinale nu s-a utilizat armătură ridicată. De acest lucru se va ține cont la dimensionarea etrierilor.

Se verifică dacă cele 3 bare ø18 așezate într-un singur rând, în secțiunea transversală a nervurii, respectă prevederile privitoare la distanța minimă dintre bare. Dacă se va utiliza un beton cu agregate având dimensionarea maximă a agregatului $d_g \geq 16\ mm$, distanța minimă dintre armături se determină din tabelul 5.5.

$$s_{nh} = \max \begin{cases} \phi_{max} = 18\ mm \\ d_g + 5 = 21\ mm \end{cases}$$

Deoarece stratul de acoperire este 30 mm, distanța efectivă dintre armături rezultă pentru cele trei armături de ø18 și o lățime de grindă de 200 mm:

$$s_{nh,eff} = \frac{200 - (2 \cdot 30 + 3 \cdot 18)}{2} = 43{,}0\ mm > s_{nh} = 21\ mm$$

b) La forță tăietoare:

Coeficientul minim de armare transversală se determină cu relația (5.36):

$$\rho_{w,min} = 0{,}08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0{,}08 \frac{\sqrt{25}}{435} = 0{,}00092$$

Cantitatea maximă de armătură transversală se determină cu relația:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max} = 0{,}5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot b \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} = 0{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}525 \cdot 200 \cdot \frac{16{,}67}{435} = 2{,}01$$

în care: $\alpha_{cw} = 1$ pentru beton armat;

$$\nu_1 = 0{,}6\left(1 - \frac{f_{ck}}{200}\right) = 0{,}6\left(1 - \frac{25}{200}\right) = 0{,}525$$

Distanța maximă dintre etrieri pe direcția longitudinală și transversală se determină:

$$S_{l,max} = \begin{cases} 0{,}75d(1 + ctg\alpha) = 0{,}75 \cdot 360 = 270\ mm \\ 300\ mm \end{cases}$$

$$S_{t,max} = 0{,}75d = 0{,}75 \cdot 360 = 270\ mm > S_{t,eff} = 200 - 2 \cdot 30 = 140\ mm$$

- Reazemul A:

Forța tăietoare de calcul se obține în conformitate cu prevederile de la paragraful 3.2.1.1.

$$V_{Ed,red} = V_{Ed,A} - p_d \cdot d = 92{,}07 - 34{,}1 \cdot 0{,}360 = 79{,}79\ kN.$$

Se determină forța tăietoare capabilă a elementului fără armătură transversală specifică cu relația (3.53)

$$V_{Rd,c} = \left[C_{rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k(100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b \cdot d =$$
$$= \left[0{,}12 \cdot 1 \cdot 1{,}75(100 \cdot 0{,}0106 \cdot 25)^{1/3} + 0\right] \cdot 200 \cdot 360 = 45{,}08 \cdot 10^3 N = 45{,}08\ kN$$

în care: $\sigma_{cp} = 0$ forța axială s-a neglijat;

$$C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12;$$

$\eta_1 = 1{,}0$ pentru beton greu;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1{,}75 < 2{,}0;$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{762}{200 \cdot 360} = 0{,}0106 < 0{,}02.$$

Armătura longitudinală A_{sl} (fig. 3.19) ancorată cu lungimea l_{bd} în secțiunea I-I se consideră $3\phi 18$ (fig. 7.19).

Valoarea minimă a forței tăietoare capabilă fără armătură specifică se determină cu relația (3.54):

$$V_{Rd,c\,min} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = 0{,}405 \cdot 200 \cdot 360 = 29160N = 29{,}16\ kN$$

în care:
$$V_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0{,}035 \cdot 1{,}74^{3/2} \cdot \sqrt{25} = 0{,}405$$
$$V_{Rd,c} = 45{,}08\ kN > V_{Rdc,min} = 29{,}16\ kN$$

Deoarece solicitarea de calcul este mai mare decât capacitatea portantă a grinzii fără armătură specifică:

$$V_{Rd,Ared} = 79{,}79\ \text{kN} > V_{Rd,c} = 45{,}08\ \text{kN}$$

este nevoie de armătură transversală.

Se determină capacitatea portantă a diagonalelor comprimate de beton $V_{Rd,\max}$ pentru valoarea maximă a $ctg\theta = 2{,}5$.

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{ctg\theta + tg\theta} = 1 \cdot 200 \cdot 324 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}16 \cdot \frac{1}{2{,}5 + \frac{1}{2{,}5}} =$$

$$= 201{,}1 \cdot 10^3 N = 201{,}1\ \text{kN}$$

După cum se observă $V_{Ed,Ared}$ se află între cele două limite, dar mult mai aproape de limita inferioară, apreciind că solicitarea la forța tăietoare este redusă spre mijlocie, cantitatea minimă de armătură transversală se obține pentru valori mari pentru $ctg\theta$.

Se adoptă pentru $ctg\theta = 2$ cu care se determină distanța dintre etrieri cu ajutorul relației (3.65) pentru un diametru de *ø6* și $z = 0{,}9d = 324$ mm:

$$A_{sw} = 2 \cdot 28{,}3 = 56{,}6\ \text{mm}^2 \text{ (două ramuri de forfecare)}$$

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta}{V_{Ed,ared}} = \frac{56{,}6 \cdot 324 \cdot 435 \cdot 2{,}0}{79{,}79 \cdot 10^3} = 199{,}95\ \text{mm} \cong 200\ \text{mm}$$

Se calculează capacitatea portantă a diagonalelor comprimate de beton cu relația (3.66) pentru $ctg\theta = 2$

$$V_{Rd,\max} = 1 \cdot 200 \cdot 325 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot \frac{1}{2 + \frac{1}{2}} = 234{,}0 \cdot 10^3\ \text{N} = 234{,}0\ \text{kN} > V_{Rd,Ared}$$

Procentul de armare transversal:

$$\rho_{w,eff} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} = \frac{56{,}6}{200 \cdot 200} = 0{,}001415 > \rho_{w,\min} = 0{,}00092$$

Pentru armăturile longitudinale din câmp lungimea de ancorare l_{bd} se măsoară de la linia de contact dintre grinda secundară și reazemul A (fig.5.44b). Ancorarea armăturii va fi capabilă să reziste la o forță de întindere determinată cu relația (5.34) în care forța tăietoare de calcul se consideră fără reducere:

$$F_E = \frac{V_{Ed,A} \cdot a_l}{z} + N_{Ed} = 92{,}07 \cdot 10^3\ \text{N}$$

în care $a_l = 0{,}5z(ctg\theta - ctg\alpha) = 0{,}5z \cdot (2 - 0) = z$ (pentru etrieri $ctg\alpha = 0$ și $N_{Ed} = 0$).

Efortul unitar de întindere în armăturile longitudinale (considerând că toate cele trei bare se prelungesc peste reazem) în dreptul reazemului se determină cu relația:

$$\sigma_{sd} = \frac{F_E}{A_{sl,eff}} = \frac{92{,}07 \cdot 10^3}{726} = 126{,}8\ \text{N/mm}^2$$

pentru care lungimea de ancorare de bază se determină cu relația (5.6) ținând cont de condițiile de aderență prezentate în figura 7.15:

$$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot 18 \cdot \frac{126{,}8}{2{,}7} = 211\ \text{mm}$$

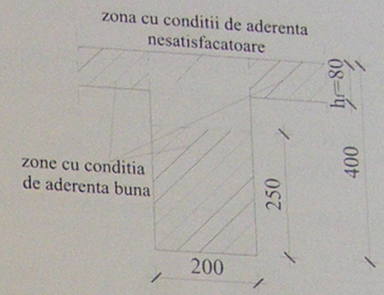


Figura 7.15 Stabilirea zonelor cu condiții bune de aderență

Lungimea de ancorare se determină cu relația (5.8)

$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5 l_{b,rqd} = 1 \cdot 0{,}97 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}935 \cdot 211 = 191{,}4\ \text{mm} > l_{b,\min} = 180\ \text{mm}$ în care:

$\alpha_1 = 1$ pentru bare drepte la capăt (fig.5.4a);

$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot (c_d - \phi)/\phi = 1 - 0{,}15 \cdot \frac{21{,}5 - 18}{18} = 0{,}97$ pentru $c_d = \min\left(43/2, 30\right)\text{mm}$;

$\alpha_3 = \alpha_4 = 1{,}0$

$\alpha_5 = 1 - 0{,}04p = 1 - 0{,}04 \cdot 1{,}63 = 0{,}935$ pentru o presiune din reacțiune și încărcările aduse de elementele situate deasupra planșeului.

$$l_{bd,\min} = \max\begin{cases} 0{,}3l_{b,rqd} = 0{,}3 \cdot 211 = 63{,}3\ \text{mm} \\ 10\phi_{sl} = 10 \cdot 18 = 180\ \text{mm} \\ 100\ \text{mm} \end{cases}$$

Lungimea efectivă de ancorare se consideră la valoarea de 260 mm adică lățimea peretelui din care se scade stratul de acoperire de 40 mm (fig. 7.9a).

$$l_{b,eff} = 260\ \text{mm} > l_{bd} = 197{,}3\ \text{mm}$$

Pentru reazemele intermediare (fig. 5.45a) ancorarea va avea lungimea de cel puțin $10\,\phi_{\max} = 10 \cdot 18 = 180$ mm. Conform obișnuinței din proiectarea curentă se va lua lățimea reazemului sau lățimea redusă cu 50 mm, atât pentru reazemul B (3ø18) cât și pentru reazemul C (2ø18):

$$l_{b,eff} = 250\ \text{mm} > l_{bd} = 180\ \text{mm}$$

- Reazemul B stânga:

Forța tăietoare de calcul

$$V_{Ed,red} = V_{Ed,Bstg} - p_d \cdot d = 132{,}99 \cdot 10^3 - 34{,}1 \cdot 360 = 120{,}7 \cdot 10^3\ \text{N}$$

Se determină $V_{Rd,c}$ considerând toate cele trei bare longitudinale întinse suficient de ancorate (vezi figura 3.19):

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{762}{200 \cdot 360} = 0{,}0106 < 0{,}02$$

$$V_{Rd,c} = 45{,}08\ kN > V_{Rd,c\,\min} = 29{,}16\ \text{kN}$$

$V_{Rd,c}$ rezultă la fel ca și pentru reazemul A, deoarece coeficientul de armare este identic, iar $V_{Rd,c\min}$ depinde numai de caracteristicile secțiunii și clasa betonului utilizat, deci este la fel pentru toată grinda secundară indiferent de locul secțiunii. La fel și capacitatea portantă a diagonalelor comprimate din beton $V_{Rd,\max}$ (pentru $ctg\theta = 2{,}5$).

$$V_{Rd,c} = 45{,}08\ \text{kN} < V_{Rd,red} = 120{,}7kN < V_{Rd,\max} = 201{,}1\ \text{kN}$$

Considerând solicitarea din forța tăietoare mijlocie ca intensitate se adoptă $ctg\theta = 1{,}75$ (o valoare medie între limitele 1,0 și 2,5) cu care se determină distanța dintre etrieri:

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta}{V_{Ed,red}} = \frac{56{,}6 \cdot 324 \cdot 435 \cdot 1{,}75}{120{,}7 \cdot 10^3} = 115{,}7\ \text{mm}$$

Se alege o distanță dintre etrieri de s=100 mm pentru care rezultă:

$$ctg\theta_{eff} = \frac{V_{Rd,red} \cdot s}{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd}} = \frac{120{,}7 \cdot 10^3 \cdot 100}{56{,}6 \cdot 324 \cdot 435} = 1{,}52$$

$$V_{Rd,Bstg} < V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{ctg\theta + tg\theta} =$$

$$= 1 \cdot 200 \cdot 324 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}16 \cdot \frac{1}{1{,}52 + \frac{1}{1{,}52}} = 267{,}8 \cdot 10^3 N = 267{,}8\ \text{kN}$$

Lungimea de ancorare de bază $l_{b,rqd}$ pentru barele de rezistență ø18 utilizate la partea superioară a grinzii se obține din tabelul XVI.5. pentru aderența nesatisfăcătoare (vezi fig. 7.15):

$$l_{b,rqd} = 1036\ \text{mm}$$

Lungimea de ancorare de calcul:

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5 l_{b,rqd} > l_{b,\min}$$

în care coeficienții α_i se obțin din tabelul 5.9.

$\alpha_1 = 1$ pentru bare drepte;

$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot \frac{30-18}{18} = 0{,}9$ pentru $c_d = 30$ mm la două bare;

$\alpha_3 = 0{,}97$ pentru trei bare;

$\alpha_3 = 1 - 0{,}1 \cdot 1{,}97 = 0{,}802$ pentru barele din colțul etrierilor;

$\alpha_3 = 1 - 0{,}05 \cdot 1{,}98 = 0{,}90$ pentru bara din mijloc;

$$\lambda = \frac{10 \cdot 56{,}6 - 0{,}25 \cdot 254}{254} = 1{,}98$$

$\alpha_4 = 1$ fără armături transversale sudate;

$\alpha_5 = 1$ fără compresiune transversală.

$l_{bd} = 1 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}802 \cdot 1036 = 748$ mm pentru barele din colțul etrierilor;

$l_{bd} = 1 \cdot 0{,}97 \cdot 0{,}90 \cdot 1036 = 904$ mm pentru bara din mijloc;

$$l_{bd,\min} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}3l_{b,rqd} = 0{,}3 \cdot 1036 = 311\ \text{mm} \\ 10\phi = 10 \cdot 18 = 180\ \text{mm} \\ 100\ \text{mm} \end{Bmatrix} \Rightarrow l_{b,\min} = 311\ \text{mm} < l_{bd}$$

Stabilirea lungimii barelor longitudinale (călăreților) de la partea superioară a grinzii secundare se face în conformitate cu figura 5.43. Deoarece nu avem la dispoziție o diagramă a momentelor foarte precisă, stabilirea acestor lungimi se poate face în mod aproximativ, dar acoperitor. Punctele de anulare a momentelor negative se stabilesc cu ajutorul diagramei din figura X.3 în funcție de raportul $Q/G \approx 2{,}14$ (fig. 7.16).

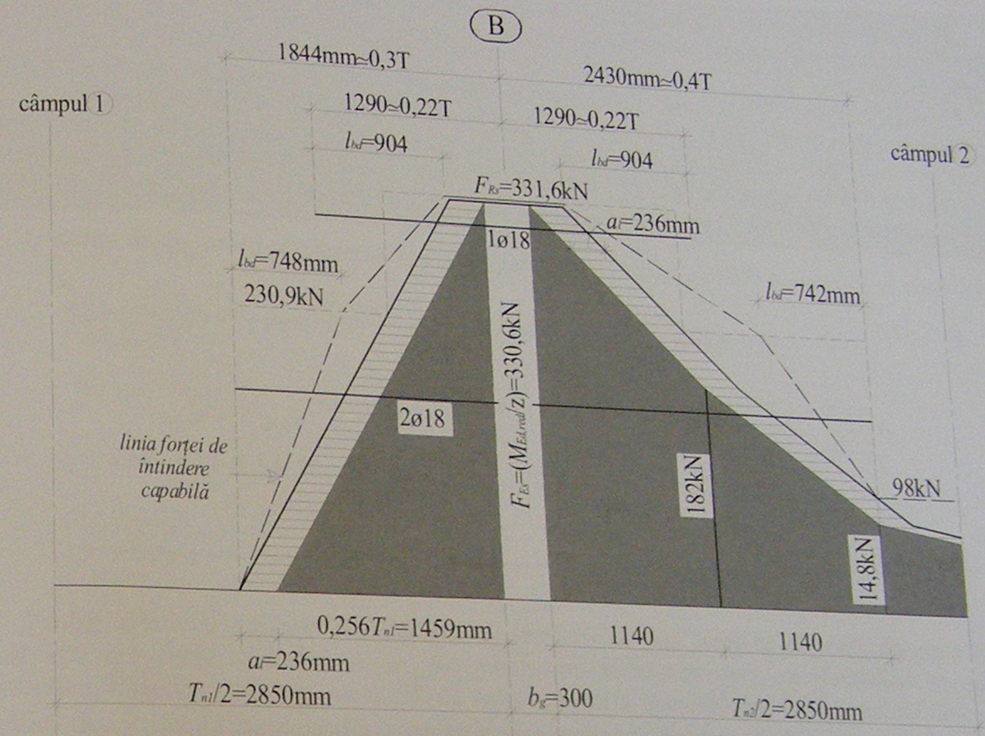


Figura 7.16 Stabilirea lungimii barelor obținute din momentul de solicitare de pe reazemul intermediar

Momentul capabil pentru $A_{sl,eff} = 762\ \text{mm}^2$

$$x = \frac{A_{sl,eff} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{762 \cdot 435}{200 \cdot 0{,}8 \cdot 1 \cdot 16{,}67} = 124{,}3\ \text{mm} \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{124{,}3}{360} = 0{,}345$$

$$M_{Rd,B} = \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi(1 - 0{,}5\lambda\xi)b \cdot d^2 =$$

$$= 0{,}8 \cdot 1 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}345(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}345)20 \cdot 360^2 = 102{,}8 \cdot 10^6\ \text{Nmm}$$

$$z = d(1 - 0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot \xi) = 360(1 - 0{,}4 \cdot 0{,}345) = 310\ \text{mm}$$

$$a_l = 0{,}5z(ctg\theta - ctg\alpha) = 0{,}5 \cdot 310 \cdot 1{,}52 = 236\ \text{mm}$$

$$F_{Rs} = \frac{M_{Rd,B}}{z} = \frac{102{,}8}{0{,}31} = 331{,}6$$

Momentul capabil pentru $A_{sl} = 508\ \text{mm}^2$ $(2\phi 18)$

$$x = \frac{508 \cdot 435}{200 \cdot 0{,}8 \cdot 1 \cdot 16{,}67} = 82{,}85\ \text{mm} \Rightarrow \xi = \frac{82{,}85}{360} = 0{,}230$$

$$M_{Rd,B} = 0{,}8 \cdot 1 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}230(1 - 0{,}4 \cdot 0{,}230)200 \cdot 360^2 = 72{,}19 \cdot 10^6\ \text{Nmm}$$

$$z = d(1 - 0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}230) = 327\ \text{mm}$$

$$F_{Rs} = \frac{72{,}19}{0{,}327} = 230{,}9$$

În proiectarea curentă, pentru grinzile secundare, cu încărcări predominant uniform distribuite, se poate adopta următoarea regulă de oprire a barelor (fig. 7.17), dacă avem cel puțin trei bare:

- *pentru $Q/G \le 2,5$, cel puțin jumătate din cantitatea totală de armătură se oprește la T/3, în prima deschidere și 0,4T în următoarele, iar restul armăturilor la T/4 în toate deschiderile;*
- *pentru $Q/G > 2,5$, cel puțin jumătate din cantitatea totală de armătură se oprește la 0,4 T, iar restul la T/3 în prima deschidere, respectiv cel puțin jumătate din cantitatea de armătură se duce continuu în deschiderile intermediare, iar restul la T/4 în toate deschiderile.*

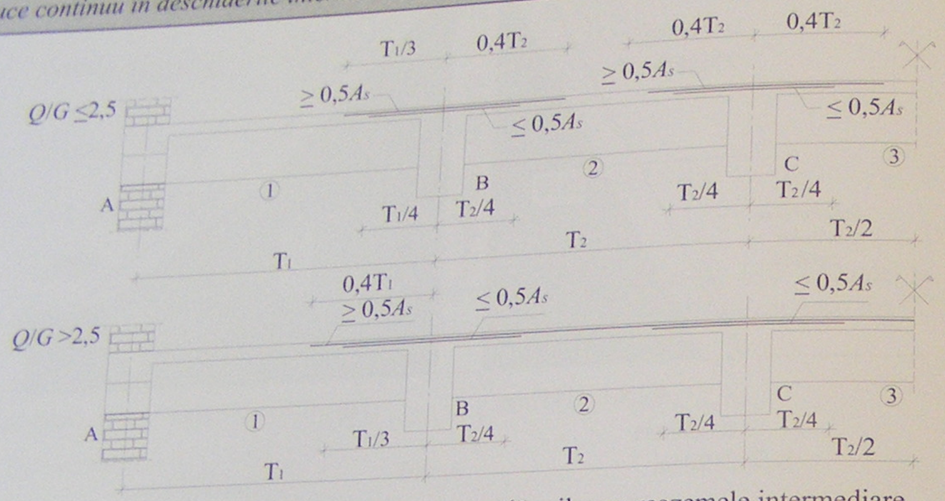


Figura 7.17 Reguli simpliste pentru oprirea călăreților pe reazemele intermediare

În urma celor arătate mai sus, schema de armare a grinzii secundare se prezintă în figura 7.18. Lungimea de suprapunere a barelor constructive ø8 se va lua cel puțin valoarea $l_{0,\min} = 200$ mm. Barele ø12 se suprapun cu cele de ø18 pe o lungime l_0 determinată astfel:

$l_{b,rqd} = 690$ mm

$\alpha_1 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1;$

$\alpha_2 = 0,9$ pentru $c_d = 30$ mm;

$\alpha_3 = 0,825$ pentru $K = 0,1$ și $\lambda = \dfrac{4 \cdot 56,6 - 0,25 \cdot 113}{113} = 1,75$

$\alpha_6 = 1,5;$

$l_0 = 0,9 \cdot 0,825 \cdot 1,5 \cdot 690 = 768$ mm;

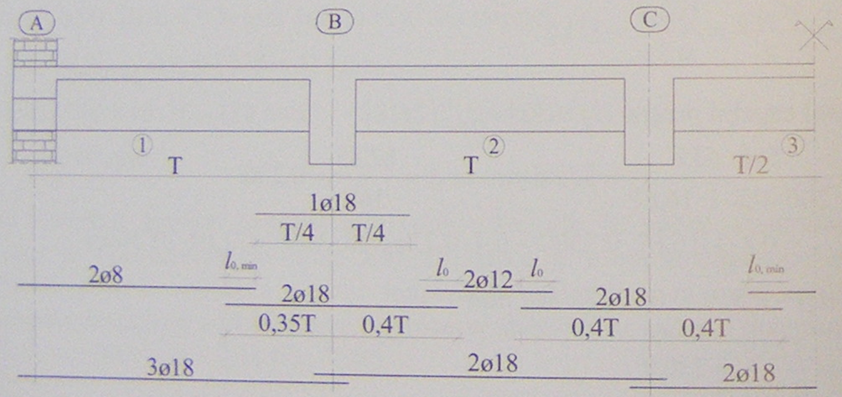


Figura 7.18 Schema de armare cu bare longitudinale a grinzi secundare

- Reazemul C stânga și dreapta:

$V_{Ed,c\,red} = V_{Ed,c\,stg} - p_d \cdot d = 112,53 - 34,1 \cdot 360 = 100,25$ kN

$\rho_l = \dfrac{508}{200 \cdot 360} = 0,00706 < 0,02$

$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1 \cdot 1,75(100 \cdot 0,0706 \cdot 25)^{1/3} \cdot 200 \cdot 360 = 39,37\text{kN} > V_{Rd,c\,\min}$

$V_{Rd,c} < V_{Ed,c\,red} = 100,25$ kN

Distanța dintre etrieri se păstrează ca și la reazemul B, adică $s = 100$ mm la fel și $ctg\theta = 1,52$.

$V_{Rd,s} = \left(\dfrac{A_{sw}}{s}\right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = \dfrac{56,6}{100} \cdot 324 \cdot 435 \cdot 1,52 = 121,3$ kN

$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \dfrac{1}{ctg\theta + tg\theta} =$

$= 1 \cdot 200 \cdot 324 \cdot 0,54 \cdot 16,16 \cdot \dfrac{1}{1,52 + 1/1,52} = 267,8 \cdot 10^3 N = 267,8$ kN

$V_{Ed,c\,red} < V_{Rd,s}$

$V_{Ed,c\,red} < V_{Rd,\max}$

Pentru obținerea lungimii zonelor pe care etrierii se vor așeza la distanța adoptată mai sus, (adică 200 mm peste reazemul A și 100 pentru restul reazemelor), se determină secțiunile de intersecție a diagramei de forță tăietoare de calcul cu forța tăietoare capabilă a grinzii fără armătură specifică (fig. 7.19). În afara acestor zone etrierii se așează la distanța de 250 mm $< S_{t,\max} = 270$ mm. Metoda arătată în figura 7.19 este una simplificată.

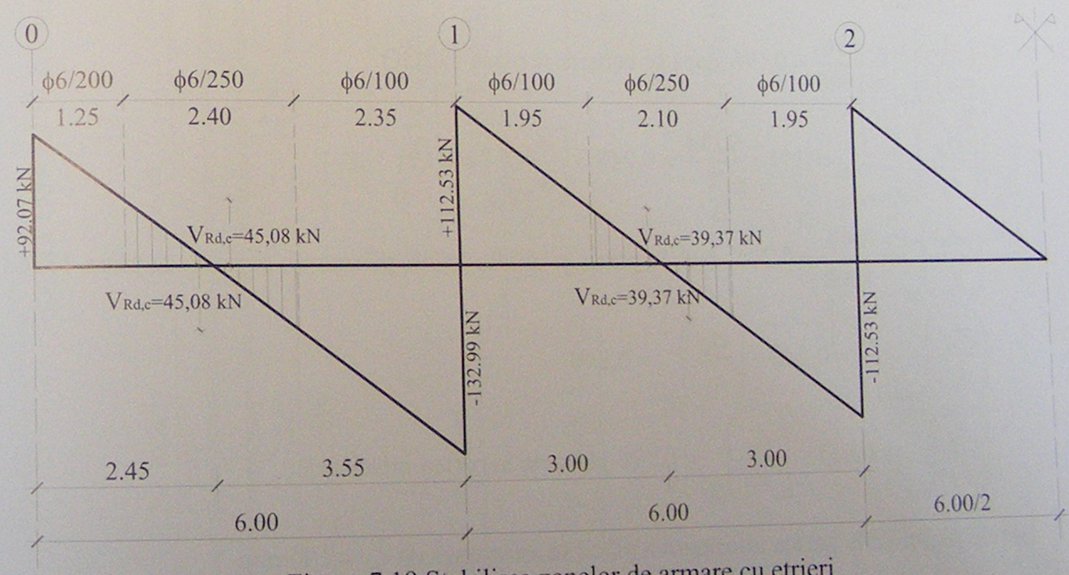


Figura 7.19 Stabilirea zonelor de armare cu etrieri

c) Forfecarea dintre inima și placa grinzii:

Forfecarea dintre inima și placa grinzii secundare (fig. 7.20) se determină cu relațiile (3.74) respectiv (3.75) și cu figura IX.3 după cum urmează.

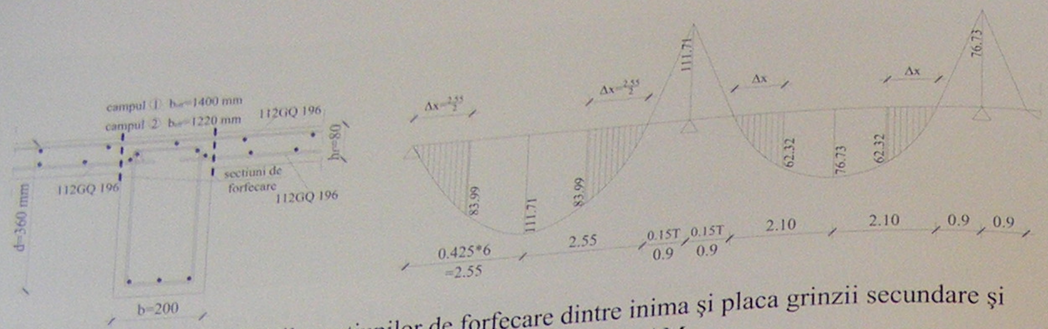


Figura 7.20 Caracteristicile secțiunilor de forfecare dintre inima și placa grinzii secundare și determinarea parametrilor ΔX, ΔM

- în câmpul 1:

$$\Delta F_{cd} = \frac{1}{2}\cdot\frac{\Delta M}{z}\cdot\frac{b_{eff}-b}{b_{eff}} = \frac{1}{2}\cdot\frac{83,99}{0,324}\cdot\frac{1,4-0,2}{1,4} = 111,1\ \text{kN}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{\Delta F_{cd,1}}{h_f\cdot\Delta X} = \frac{111,1\cdot10^3}{80\cdot1275} = 1,089\ \text{N/mm}^2$$

$$v_{Ed,1} < \nu\cdot f_{cd}\cdot\sin\theta_f\cdot\cos\theta_f = 0,54\cdot16,67\cdot\sin26,5^\circ\cdot\cos26,5^\circ = 3,59\ \text{N/mm}^2$$

$$v_{Ed,1} > 0,4 f_{ctd} = 0,4\cdot1,2 = 0,48\ \text{N/mm}^2$$

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,f} = \frac{v_{Ed,1}\cdot h_f}{f_{yd}\cdot ctg\theta} = \frac{1,089\cdot80}{383\cdot2} = 0,114$$

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,i} = \frac{191}{1000} = 0,191$$

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{eff} = \frac{196}{1000} = 0,196$$ dacă se consideră plasa 112GQ.

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,i+f/2} = 0,191+\frac{0,114}{2} = 0,248 > \left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{eff} = 0,191$$

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{eff} = \frac{246}{1000} = 0,246$$ dacă în prima și ultima travee pe reazem se prevede plasa 113GQ

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,i+f/2} = 0,248 > \left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{eff} = 0,246$$

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{f/2} = 0,057 < \left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{eff} = 0,196$$ plasa de la partea inferioară.

Barele plasei de la partea inferioară a plăcii se ancorează cu $l_{bd} = 100$ mm.

- în câmpul 2:

$$\Delta F_{cd,2} = \frac{1}{2}\cdot\frac{62,37}{0,324}\cdot\frac{1,22-0,2}{1,22} = 80,47\ \text{kN}$$

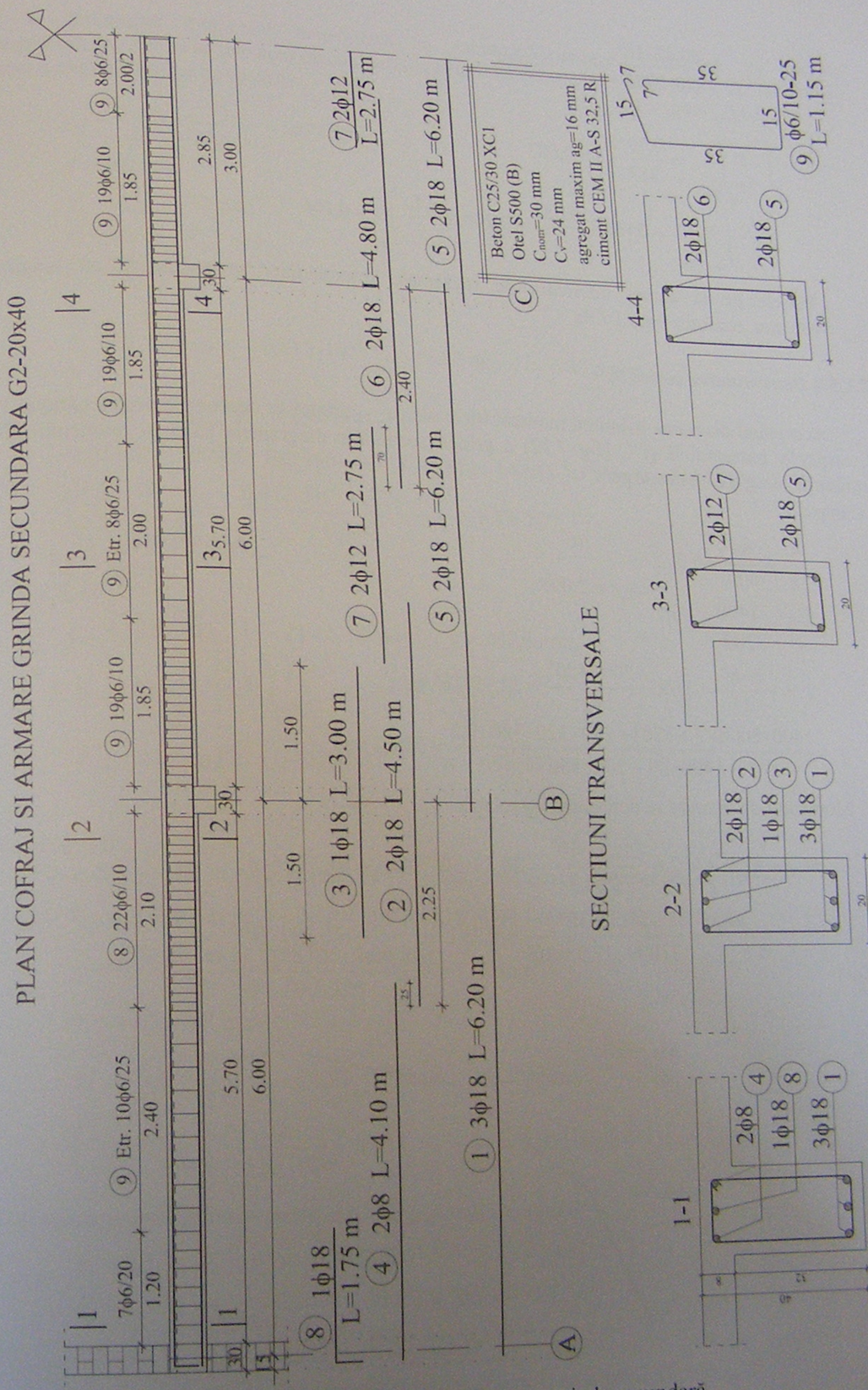


Figura 7.21 Plan cofraj și armare grinda secundară

$$V_{Ed,2}=\frac{80,47\cdot10^3}{80\cdot1275}=0,79\,\text{N/mm}^2$$

$$0,4f_{ctd}<V_{Ed}<V_{Ed,\max}$$

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,f}=\frac{0,79\cdot80}{383\cdot2}=0,083$$

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,i+f/2}=0,166+\frac{0,083}{2}=0,208\cong\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{eff}=0,196$$

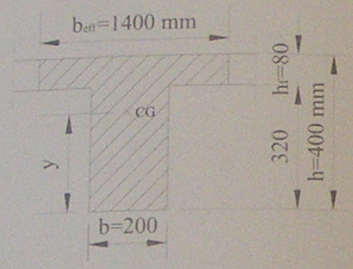
Plasele de la partea inferioară pe reazemele intermediare se ancorează cu lungimea $l_{bd}=100$ mm conform figurii 7.9a.

7.1.5.4 *Determinarea rotirii θ_E*

Acceptând diagrama triliniară moment încovoietor – curbură se desenează pentru câmpul 1 şi 2, respectiv reazemul B şi C (fig. 7.22) a grinzii secundare diagramele până în momentul când armăturile ating limita de curgere.

- Câmpul 1:

$$\left.\begin{aligned}\frac{h_f}{h}&=\frac{80}{400}=0,2\\ \frac{b_{eff}}{b}&=\frac{1400}{200}=7,0\end{aligned}\right\}\Rightarrow\gamma=2,095$$



$$I_c=\gamma\frac{b\cdot h^3}{12}=2,095\cdot\frac{200\cdot400^3}{12}=22,35\cdot10^8\ \text{mm}^4$$

$$y=\frac{1400\cdot80(80/2+320)+200\cdot320\cdot320\cdot0,5}{1400\cdot80+200\cdot320}=287,3\ \text{mm}$$

Momentul de fisurare se determină cu relaţia:

$$M_{cr}=f_{ctm}\cdot\frac{I_c}{y}=2,6\cdot\frac{22,37\cdot10^8}{287,3}=20,23\cdot10^6\,\text{Nmm}=20,23\,\text{kNm}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}=\frac{M_{cr}}{E_{cm}I_c}=\frac{20,23\cdot10^6}{31000\cdot22,35\cdot10^8}=0,291\cdot10^{-6}\frac{1}{\text{mm}}=0,291\cdot10^{-3}\frac{1}{\text{m}}$$

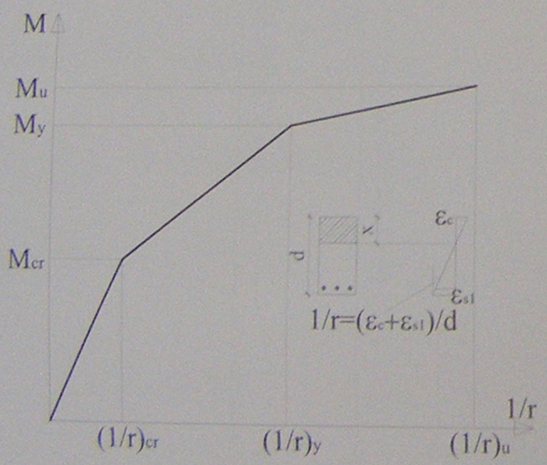
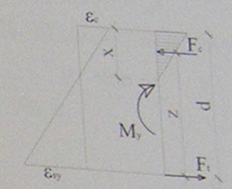


Figura 7.22 Diagrama triliniară moment încovoietor – curbură

Se determină momentul încovoietor în momentul curgerii armăturii şi curbura corespunzătoare fără să se ţine cont de conlucrarea betonului cu armătura între fisuri, dar lucrând cu valoarea medie a limitei de curgere

$$\varepsilon_{sy}=\frac{1,1f_{yk}}{E_s}=\frac{550}{200000}=0,00275$$

$d=360$ mm



$$A_s=A_{s,eff}=762\ \text{mm}^2$$

$$F_c=0,5\cdot\varepsilon_c\cdot E_{cm}\cdot x\cdot b_{eff}$$

$$F_t=\varepsilon_{sy}\cdot E_s\cdot A_s$$

$$\left.\begin{aligned}\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{sy}}&=\frac{x}{d-x}\\ F_c&=F_t\end{aligned}\right\}\Rightarrow\varepsilon_c=0,412\cdot10^{-3},\ x=46,87\ \text{mm}<h_f=80\ \text{mm}$$

$$M_y=F_t\cdot z=\varepsilon_{sy}\cdot E_s\cdot A_s(d-0,33x)=$$

$$=0,00275\cdot200000\cdot762(360-0,333\cdot46,87)=144,33\cdot10^6\ \text{Nmm}=144,33\,\text{kNm}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y=\frac{\varepsilon_c+\varepsilon_{sy}}{d}=\frac{0,412\cdot10^{-3}+2,75\cdot10^{-3}}{0,360}=8,78\cdot10^{-3}\frac{1}{\text{m}}$$

- Câmpul 2:

$$b_{eff}=1220\ \text{mm},\quad I_c=21,44\cdot10^8\,\text{mm}^4,\quad y=280,8\ \text{mm},$$

$$M_{cr}=19,85\,\text{kNm},\quad\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}=0,299\cdot10^{-3}\frac{1}{\text{m}}$$

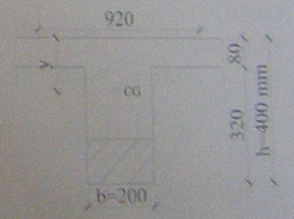
$$A_{s,eff}=508\ \text{mm}^2,\quad\varepsilon_c=0,297\cdot10^{-3},\quad M_y=96,73\,\text{kNm},\quad\left(\frac{1}{r}\right)_y=8,46\cdot10^{-3}\frac{1}{\text{m}}$$

- Reazemul B:

Placa deşi se află în zona întinsă, va participa la stabilirea momentului de fisurare:

$$b_{eff}=2\cdot0,2\cdot0,15(l_1+l_2)+b=2\cdot0,2\cdot0,15(6000+6000)+200=920\ \text{mm}$$

$$y=\frac{920\cdot80+320\cdot200(320\cdot0,5+80)}{920\cdot80+200\cdot320}=133\ \text{mm}$$



$$I_c=19,55\cdot10^8\ \text{mm}^4$$

$$M_{cr}=2,6\frac{19,55\cdot10^8}{133}=38,22\cdot10^6\,\text{Nmm}=38,22\,\text{kNm}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}=\frac{38,22\cdot10^6}{31000\cdot19,55\cdot10^8}=0,631\cdot10^{-6}\frac{1}{\text{mm}}=0,631\cdot10^{-3}\frac{1}{\text{m}}$$

Stabilirea momentului încovoietor când curge armătura întinsă:

$$F_c=0,5\cdot\varepsilon_c\cdot E_{cm}\cdot b\cdot x=0,5\cdot31000\cdot200\cdot\varepsilon_c\cdot x=3,10\cdot10^6\cdot\varepsilon_c\cdot x$$

$$F_t=\varepsilon_{sy}\cdot E_s\cdot A_{s,eff}=0,00275\cdot200000\cdot762=0,419\cdot10^6$$

$$F_c=F_t\Rightarrow x=\frac{0,135}{\varepsilon_c}$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{sy}\frac{x}{d-x} = 0{,}00275\cdot\frac{0{,}135}{360\cdot\varepsilon_c - 0{,}135} = \frac{0{,}371\cdot10^{-3}}{360\cdot\varepsilon_c - 0{,}135}$$

$$\varepsilon_c^2 - 0{,}375\cdot10^{-3}\cdot\varepsilon_c - 1{,}031\cdot10^{-6} = 0$$

$$\varepsilon_c = 1{,}408\cdot10^{-3} \Rightarrow x = 96{,}0 \text{ mm}$$

$$M_y = 762\cdot0{,}00275\cdot200000(360 - 0{,}333\cdot96{,}0) = 137{,}52\cdot10^6 \text{ Nmm} = 137{,}52 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1{,}408\cdot10^{-3} + 2{,}75\cdot10^{-3}}{0{,}360} = 11{,}55\cdot10^{-3}\,\frac{1}{\text{m}}$$

- Reazemul C:

$$M_{cr} = 38{,}22 \text{ kNm}, \quad \left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = 0{,}631\cdot10^{-3}\,\frac{1}{\text{m}}, \quad \varepsilon_c = 0{,}964\cdot10^{-3}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{(0{,}964 + 2{,}75)10^{-3}}{0{,}360} = 10{,}32\cdot10^{-3}\,\frac{1}{\text{m}}, \quad M_y = 91{,}88 \text{ kNm}$$

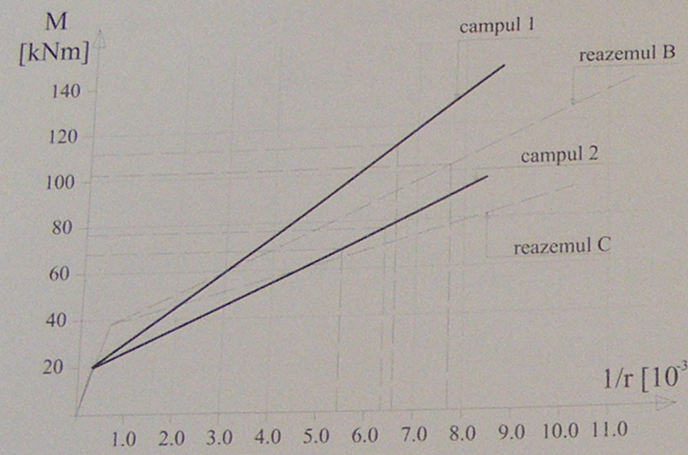


Figura 7.23 Diagrama moment încovoietor–curbură pentru grinda secundară

Curburile grinzii pentru momentele de solicitare se pot obține din diagramă sau printr-un calcul analitic.

- Câmpul 1:

$$\Delta M = 144{,}33 - 20{,}23 = 124{,}10 \text{ kNm}$$

$$\Delta\left(\frac{1}{r}\right) = (8{,}78 - 0{,}291)\cdot10^{-3} = 8{,}49\cdot10^{-3}\,1/\text{m}$$

$$\frac{\Delta(1/r)}{\Delta M} = 0{,}0684\cdot10^{-3}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_{cr} + (M_{Ed,2} - M_{cr})\frac{\Delta(1/r)}{\Delta M} = 0{,}291\cdot10^{-3} + (111{,}71 - 20{,}23)\cdot0{,}0684\cdot10^{-3} = 6{,}55\cdot10^{-3}$$

- Câmpul 2:

$$M_{Ed,7-8} = 76{,}73 \text{ kNm}, \quad \frac{1}{r} = 6{,}33\cdot10^{-3}\,1/\text{m}$$

- Reazemul B:

$$\Delta M = 137{,}52 - 38{,}22 = 99{,}30 \text{ kNm}$$

$$\Delta\left(\frac{1}{r}\right) = (11{,}55 - 0{,}631)\cdot10^{-3} = 10{,}92\cdot10^{-3}\,1/\text{m}$$

$$\frac{\Delta(1/r)}{\Delta M} = \frac{10{,}92\cdot10^{-3}}{99{,}30} = 0{,}110\cdot10^{-3}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_{cr} + (M_{Ed,B} - M_{cr})\frac{\Delta(1/r)}{\Delta M} = 0{,}631\cdot10^{-3} + (102{,}5 - 38{,}22)\cdot0{,}110\cdot10^{-3} = 7{,}70\cdot10^{-3}\,1/\text{m}$$

- Reazemul C:

$$M_{Ed,C} = 68{,}29 \text{ kNm}, \quad \left(\frac{1}{r}\right) = 6{,}07\cdot10^{-3}\,1/\text{m}$$

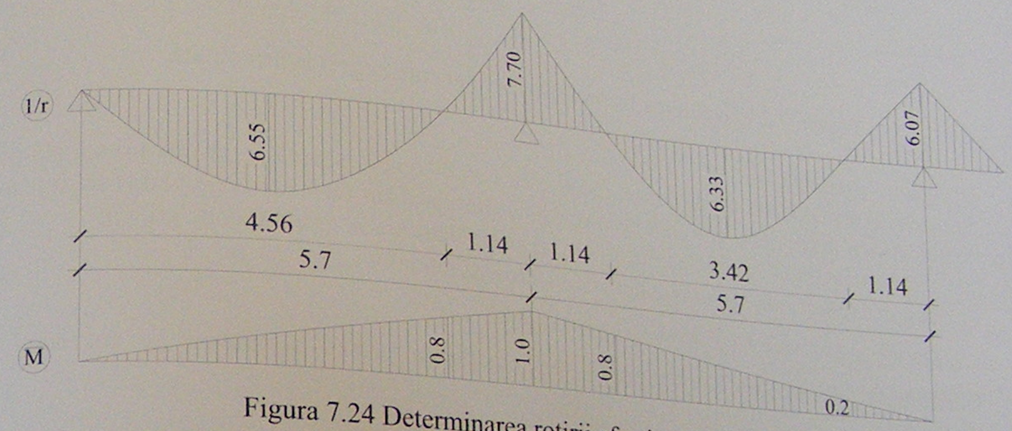


Figura 7.24 Determinarea rotirii efective θ_E pe reazem

$$\theta_E = \int\frac{1}{r}\overline{M}dx = \int_0^{4.8}\frac{1}{3}\cdot6{,}55\cdot0{,}8\cdot4{,}56 - 2\int_{4,8}^{6,0}\frac{0{,}8 + 2\cdot1{,}0}{6}\cdot7{,}70\cdot1{,}14 + \int_{7,2}^{10,8}\frac{2}{3}\cdot6{,}33\cdot0{,}5\cdot3{,}42 -$$

$$- \int_{10,8}^{12}\frac{0{,}2}{6}\cdot6{,}07\cdot1{,}14 = 6{,}76 \text{ mrad} < \theta_{pl,d} = 7{,}75 \text{ mrad} \Rightarrow \text{sectiunea corespunde}$$

Dacă rotirea efectivă θ_E ar fi rezultat mai mare decât cea admisă $K_\lambda\theta_{pl,d}$, se putea opta pentru un oțel cu clasa de ductilitate C pentru care $\theta_{pl,d} > 15$ și în acest fel se evită alegerea unei secțiunii transversale cu o înălțime mai mare care atrage după sine refacerea calculelor de până aici.

7.1.6 Grinda principală

7.1.6.1 *Evaluarea acțiunilor*

Grinzile principale preiau încărcările de la grinzile secundare și le transmit fundațiilor prin intermediul pereților și stâlpilor.

Sarcinile gravitaționale de la nivelul acoperișului sunt transmise pereților marginali.

Forțele orizontale provenite din acțiunea vântului pe direcția transversala se consideră în mod simplificat, că sunt preluate de pereții laterali.

a) Acțiuni permanente.

– Greutatea proprie a grinzii principale:

$$G_{1\,\text{inf}} = \gamma_{G\,\text{inf}}\cdot b_g(h_g - h_f)\rho_b = 1{,}0\cdot0{,}3\cdot(0{,}6 - 0{,}08)25 = 3{,}90 \text{ kN/m}$$

$$G_{1\,\text{sup}} = \gamma_{G\,\text{sup}}\cdot b_g(h_g - h_f)\rho_b = 1{,}35\cdot0{,}3\cdot(0{,}6 - 0{,}08)25 = 5{,}27 \text{ kN/m}$$

– Recțiunea din grinda secundară (fig. 7.25), dată de încărcările permanente (considerând că placa planșeului, lucrând pe o singură direcție, se descarcă în întregime pe grinda secundară):

$$G_{2\,inf} = \gamma_{G\,inf} \cdot [G_{gr,sec} \cdot T - b_n \cdot (h_n - h_f)\rho_b] \cdot 1{,}2 = 1{,}0(5{,}88 \cdot 6{,}0 - 0{,}2 \cdot 0{,}32 \cdot 25) \cdot 1{,}2 = 40{,}42 \text{ kN}$$

$$G_{2\,sup} = \gamma_{G\,sup} \cdot [G_{gr,sec} \cdot T - b_n \cdot (h_n - h_f)\rho_b] \cdot 1{,}2 = 1{,}35(5{,}88 \cdot 6{,}0 - 0{,}2 \cdot 0{,}32 \cdot 25) \cdot 1{,}2 = 54{,}56 \text{ kN}$$

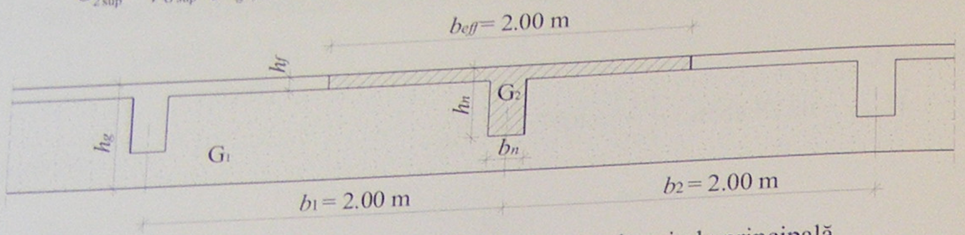


Figura 7.25 Evaluarea încărcărilor permanente la grinda principală

b) Acțiuni variabile

Se acceptă următoarea simplificare: încărcarea variabilă se descarcă pe grinda principală prin intermediul grinzii secundare. În realitate o porțiune din placă (în formă triunghiulară) se descarcă direct pe grinda principală, la fel ca și încărcarea tehnologică care se află direct pe grindă.

– recțiunea din grinda secundară dată de încărcarea tehnologică:

$$Q = Q_{nervura} \cdot T \cdot 1{,}2 = 1{,}5 \cdot 16 \cdot 6{,}0 \cdot 1{,}2 = 172{,}8 \text{ kN}$$

Coeficientul de majorare 1,2 rezultă din reacțiunea grinzii secundare pe reazemul B (0,65+0,55=1,2).

7.1.6.2 *Calculul static*

Ținând seama de modul de rezemare a grinzilor pe zidurile portante marginale și de legătura lor rigidă cu stâlpii, schema statică a structurii de rezistență se prezintă în figura 7.26.

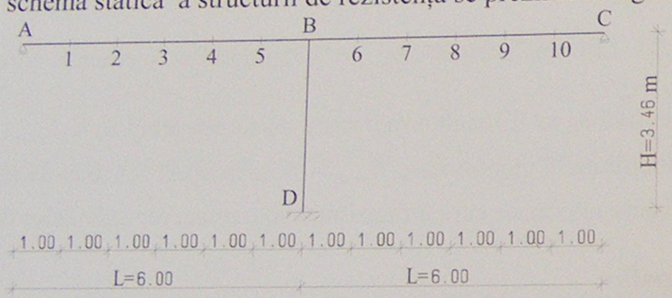


Figura 7.26 Schema statică a structurii pentru un calcul simplificat

Înălțimea stâlpului s-a determinat considerând nivelul de încastrare în grinda principală la jumătatea înălțimii acesteia, iar în fundație la cota –0,30 m (nivelul superior al cuzinetului fundației rigide).

Calculul static se face în domeniul elastic.

Pentru determinarea valorilor maxime ale momentelor încovoietoare în câmp și pe reazeme, se consideră schemele de încărcare cele mai defavorabile. Acestea se obțin prin suprapunerea momentelor produse de acțiunile permanente (G) cu momentele produse de acțiunile variabile (Q), acestea din urmă acționând:

- numai într-o deschidere, pentru dimensionarea momentelor maxime și minime în câmp (fig. 7.27a și b)
- în ambele deschideri pentru determinarea momentului maxim pe reazemul central (fig. 7.27c)

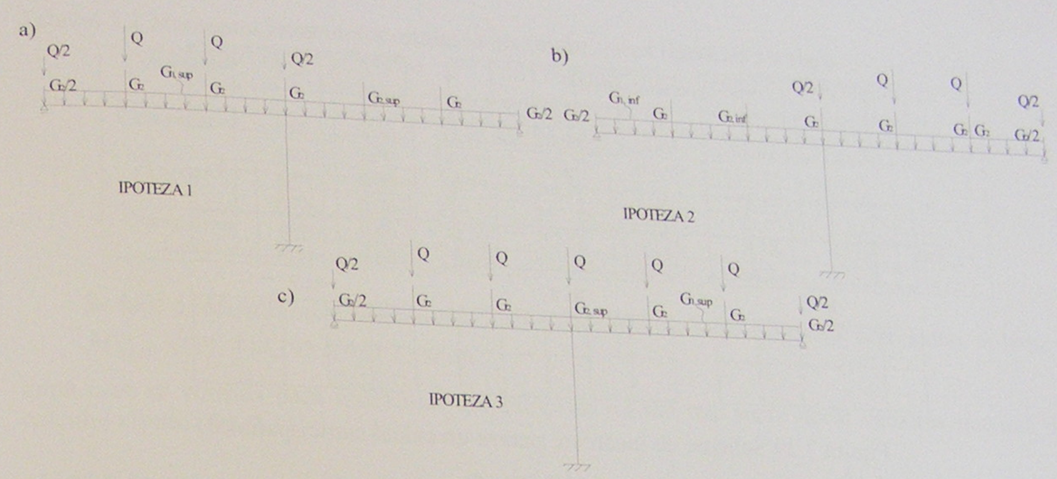


Figura 7.27 Ipoteze de încărcare

Ipotezele din figura 7.27 sunt valabile pentru un cadru plan. Momentele de torsiune însă nu pot fi obținute dintr-un calcul static plan. În conformitate cu EC2 pentru structurile static nedeterminate la care solicitările de torsiune rezultă doar din condiții de compatibilitate, de regulă, nu este necesar să se verifice la torsiune. Având în vedere că în depozitul proiectat acțiunile tehnologice sunt mari și pot avea o distribuție mai complicată în planul clădirii se recomandă efectuarea unui calcul static spațial care va furniza și date referitoare la momentele de torsiune. Schema statică se prezintă în figura 7.28, iar ipotezele de încărcare cu acțiunile variabile în această situație se prezintă în figura 7.29.

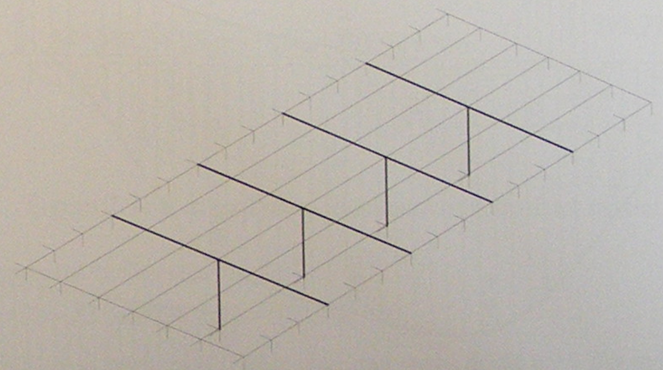


Figura 7.28 Schema statică a structurii planșeului la un calcul spațial

În starea limită ultimă la combinația fundamentală pentru ipoteza I se consideră combinația $G_{i,sup}$, iar pentru celelalte ipoteze combinația 1 cu G_{sup} și combinația 2 cu G_{inf}.

Combinația 1 $\quad \gamma_{G\,sup} G_K + \gamma_Q Q$

Combinația 2 $\quad \gamma_{G\,inf} G_K + \gamma_Q Q$

În starea limită de serviciu se vor lua încărcările:

– combinația caracteristică $\quad G_K + Q$

– combinația fundamentală $\quad G_K + 0{,}9Q$

– combinația cvasipermanentă $\quad G_K + 0{,}8Q$

Structura se poate calcula cu ajutorul unui program de calcul automat pentru cadre.

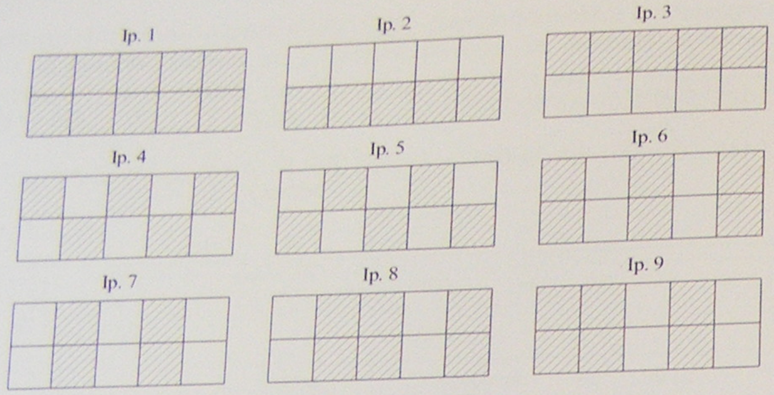


Figura 7.29 Scheme de încărcare pentru un calcul static spațial

Diagramele înfășurătoare M_{Ed}, V_{Ed}, T_{Ed} pentru starea limită ultimă se prezintă în figura 7.30, iar valorile maxime pentru cele trei combinații din starea limită de serviciu sunt trecute în tabelul 7.1.

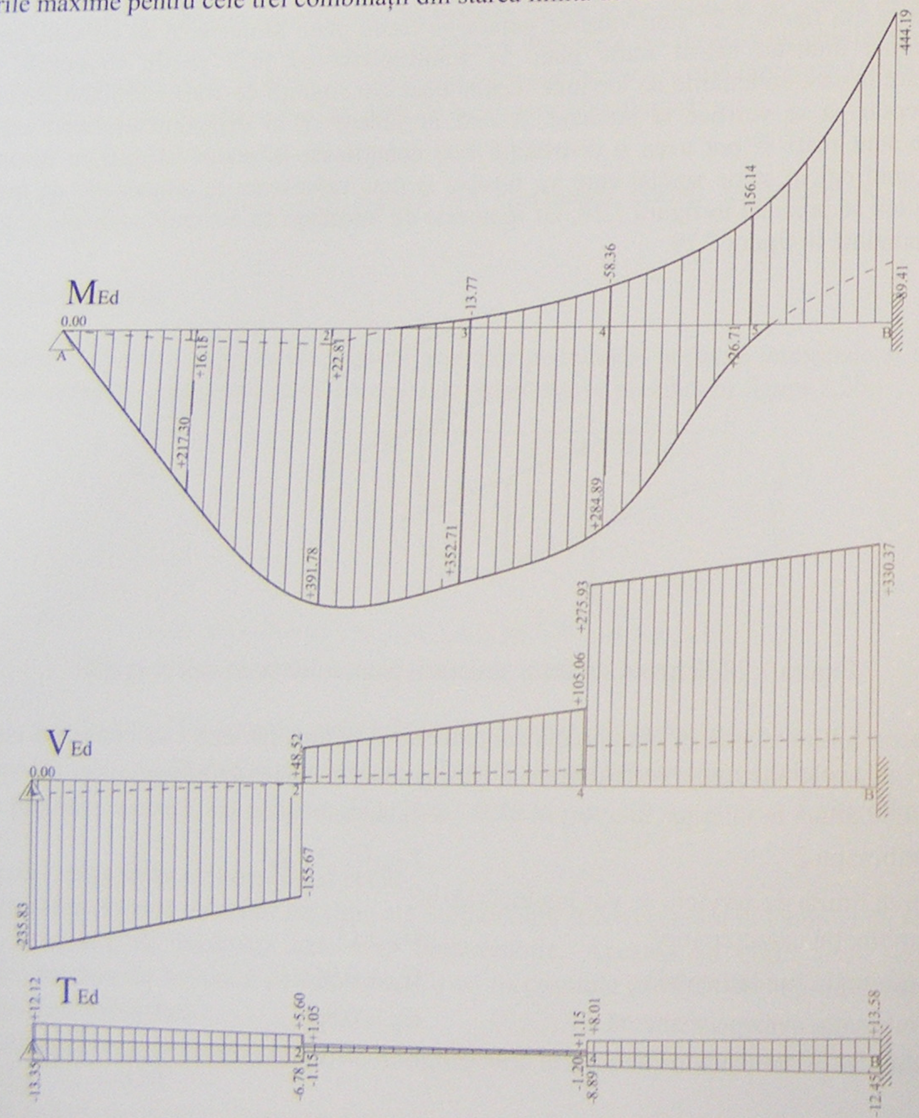


Figura 7.30 Diagrama înfășurătoare M_{Ed}, V_{Ed} și T_{Ed}

Tabelul 7.1 Momentul încovoietor minim și maxim în starea limită de serviciu

Combinația	Val.	Momentul încovoietor						
		A	1	2	3	4	5	B
Caracteristică	min.	0,00	31,18	50,99	20,68	-21,87	-106,09	-306,64
	max.	0,00	149,57	269,07	241,94	193,91	6,00	-176,24
Frecventă	min.	0,00	32,77	54,17	25,49	-15,12	-98,04	-286,49
	max.	0,00	139,32	250,45	224,62	179,07	2,84	-169,13
Cvasiperma-nentă	min.	0,00	34,37	57,36	30,29	-8,38	-90,00	-266,35
	max.	0,00	129,08	231,83	207,30	164,24	-0,32	-162,03

Se face o redistribuire a momentului încovoietor maxim de pe reazemul intermediar cu 10%:

$M_{Ed,B} = 0{,}9 \cdot 444{,}192 = 399{,}77$ kNm

după care se verifică dacă momentul din câmp nu rezultă mai mare decât valoarea maximă din calculul elastic (fig. 7.31).

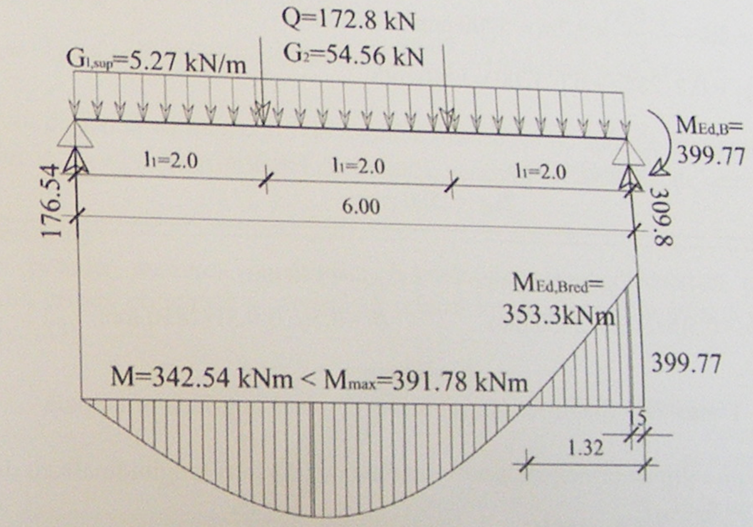


Figura 7.31 Redistribuirea momentului încovoietor maxim

Se reduce momentul la fața reazemului

$$M_{Ed,Bred} = 399{,}77 - 309{,}8 \cdot 0{,}15 = 353{,}3 \text{ kNm}$$

după care se verifică dacă momentul redus este mai mare decât 65% din momentul de încastrare perfectă pentru o grindă articulată la un capăt și încastrată la cealaltă.

$$M_{Ed,B_{max}} = \frac{5{,}27 \cdot 6^2}{8} + \left[\frac{1-0{,}333^2}{2}0{,}333 + \frac{1-0{,}666^2}{2}0{,}666\right]227{,}36 \cdot 6 = 478{,}38 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,B_{red}} = 353{,}3kNm > 0{,}65 \cdot 478{,}38 = 310{,}95 \text{ kNm}.$$

Condiția de ductilitate de la punctul 1.9.1.1 se verifică cu o valoare aproximativă a lui d=540 mm

$$\mu = \frac{353{,}3 \cdot 10^6}{300 \cdot 540^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}242 \Rightarrow \xi = 0{,}351$$

$$\delta_{\min} = 0{,}44 + 1{,}25 \cdot 0{,}351 = 0{,}879 < \delta_{eff} = 0{,}90.$$

Această verificare se mai efectuează și după dimensionarea grinzii, adică după stabilirea cantității efective de armătură din reazemul B.

7.1.6.3 *Dimensionarea armăturilor*

a) la moment încovoietor:

• Câmpul A-B:

Placa fiind situată în zona comprimată a grinzii, aceasta se dimensionează ca o secțiune T simplu armată. Lățimea activă de placă (fig. 7.32) trebuie să îndeplinească următoarele condiții (anexa II):

$$b_{eff} \le \min\begin{cases} \Sigma b_{eff,i} + b_g = 1140 \cdot 2 + 300 = 2580 \text{ mm} \\ b_1 + b_2 + b_g = \dfrac{5700}{2} + \dfrac{5700}{2} + 300 = 3150 \text{ mm} \\ b = 5700 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow b_{eff} = 2580 \text{ mm}$$

în care: $b_{eff\,1,2} = 0{,}2 b_{1,2} + 0{,}1 L_0 \le 0{,}2 L_0$

$$L_0 = 6{,}0 - \frac{2 \cdot 0{,}3}{2} = 5{,}7\text{m} = 5700 \text{ mm}$$

$$b_{eff\,1,2} = 0{,}2 \cdot 2850 + 0{,}1 \cdot 5700 = 1140 \text{ mm}$$

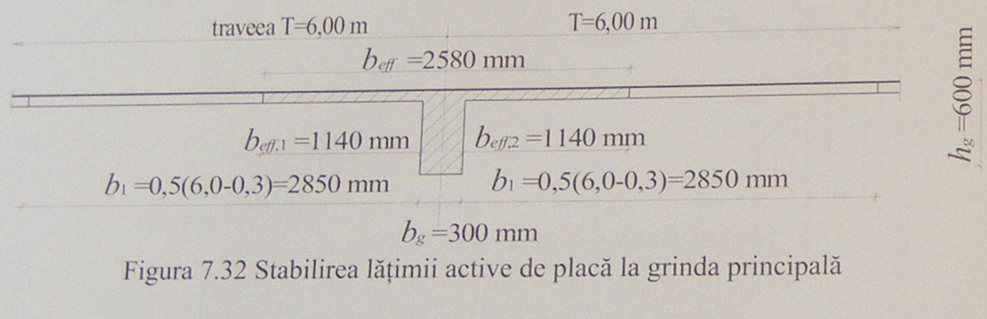


Figura 7.32 Stabilirea lățimii active de placă la grinda principală

Înălțimea utilă a grinzii principale pentru un rând de armături longitudinale cu diametrul de 22 mm se obține cu relația:

$$d = h_g - c_{nom,sl} - \phi_{sl}/2 = 600 - 35 - 22/2 = 554 \text{ mm}$$

Acoperirea minimă (c_{min}) s-a stabilit pentru clasa XC1 din tabelul 5.1 și 5.2 pentru armătura longitudinală.

$$c_{\min,sl} = \max\begin{cases} c_{\min,b} = 22 \text{ mm} \\ c_{\min,dur} = 15 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow c_{\min,sl} = 22 \text{ mm}$$

iar pentru etrierul cu diametrul de 10 mm:

$$c_{\min,sw} = \max\begin{cases} c_{\min,b} = 10 \text{ mm} \\ c_{\min,dur} = 15 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow c_{\min,sw} = 15 \text{ mm}$$

Acoperirea cu beton nominală c_{nom} se determină cu relația (5.1) pentru cele două tipuri de armături.

$$c_{nom,sl} = c_{\min,sl} + \Delta c_{tot} = 22 + 10 = 32 \text{ mm}$$

$$c_{nom,sw} = c_{\min,sw} + \Delta c_{tot} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

Stratul de acoperire cu beton al etrierilor rezultă:

$$c = c_{nom,sw} + 10 = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

Se verifică poziția axei neutre cu relația (3.24)

$$\frac{b_{eff}}{b_g} = \frac{2580}{300} = 8{,}6 > 5{,}0$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,1}}{b_g \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{391{,}78 \cdot 10^6}{300 \cdot 554^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}255 <$$

$$< \frac{b_{eff}}{b_g} \cdot \frac{h_f}{d} \cdot \left(1 - 0{,}5 \frac{h_f}{d}\right) = \frac{2580}{300} \cdot \frac{80}{554} \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot \frac{80}{554}\right) = 1{,}152$$

și rezultă că ea se află în placă pentru că $x < h_p$.

$$\mu = \frac{M_{Ed,1}}{b_{eff} \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{391{,}78 \cdot 10^6}{2580 \cdot 554^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0297 \rightarrow \omega = 0{,}0308$$

$$A_{sl} = \omega \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}0302 \cdot 2580 \cdot 554 \cdot \frac{16{,}67}{435} = 1654 \text{ mm}^2 = 16{,}54 \text{ cm}^2$$

Ținând cont de faptul că momentul de torsiune mai aduce un spor de armătură longitudinală, se aleg $5\phi22$ cu $A_{sl,eff} = 1900 \text{ mm}^2$, astfel rămânând o cantitate de 246 mm^2 de rezervă.

• Reazemul B:

Pentru a permite așezarea armăturilor laterale din grinda secundară peste armăturile longitudinale din grinda principală se consideră centrul lor de greutate la 60 mm de fibra extremă superioară (fig. 7.33).

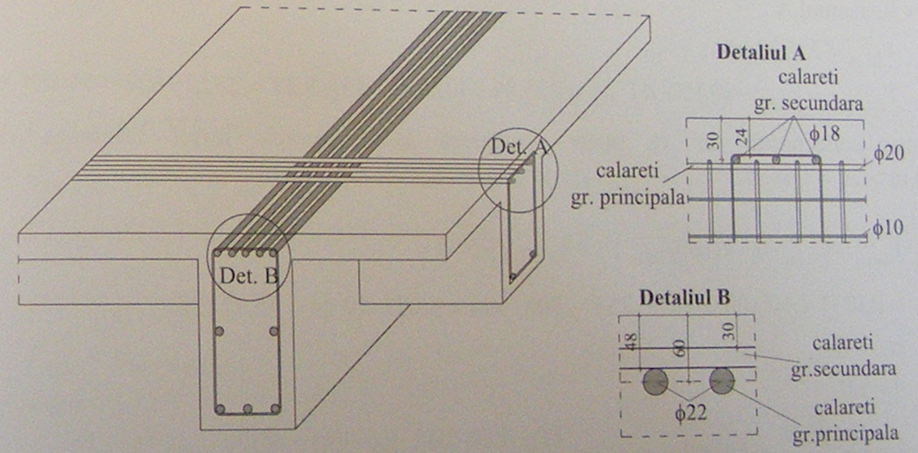


Figura 7.33 Poziționarea armăturilor superioare într-un nod grindă principală-grindă secundară

Armătura de rezistență se determină pentru o secțiune dreptunghiulară simplu armată:

$$\mu = \frac{M_{Ed,Bred}}{b_g \cdot b \cdot f_{ed}} = \frac{353{,}3 \cdot 10^6}{300 \cdot 540^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}242 \rightarrow \omega = 0{,}2817$$

$$A_{sl} = \omega \cdot b_g \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}2817 \cdot 300 \cdot 540 \cdot \frac{16{,}67}{435} = 1749 \text{ mm}^2 = 17{,}49 \text{ cm}^2$$

Se aleg $5\phi22$, $A_{sl,eff} = 1900 \text{ mm}^2$

$$\xi_{eff} = \frac{A_{sl} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{1800 \cdot 435}{300 \cdot 540 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}67} = 0{,}362$$

$$\delta_{\min} = 0{,}44 + 1{,}25 \cdot 0{,}3624 = 0{,}893 < \delta_{eff} = 0{,}9$$

Se verifică dacă cele cinci bare aşezate într-un singur rând, în secţiunea transversală a grinzii, respectă prevederile privitoare la distanţa minimă dintre bare, dacă diametrul maxim ales pentru agregate este $d_g = 16$ mm:

$$S_{nh} = \max\left\{\begin{matrix}\phi_{\max} = 22\text{ mm} \\ d_g + 5 = 21\text{ mm}\end{matrix}\right\} = 22\text{ mm}$$

Deoarece stratul de acoperire este 35mm, distanţa efectivă dintre armături rezultă (fig. 7.34)

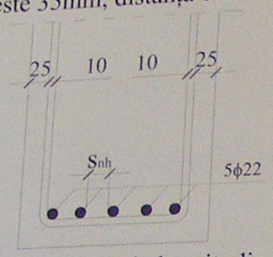


Fig. 7.34. Distanţa dintre barele longitudinale de rezistenţă

$$S_{nh,eff} = \frac{300 - (2 \cdot 35 + 5 \cdot 22)}{4} = 30\text{ mm} > S_{nh,\min} = 22\text{ mm}.$$

b) La forţă tăietoare

- Reazemul A:

$V_{Ed,A} = 235{,}83$ kN

$$V_{Ed,Ared} = V_{Ed,A} - (0{,}15 + d) \cdot p_d = 235{,}86 - (0{,}15 + 0{,}55) \cdot 5{,}27 = 232{,}19\text{ kN}$$

Forţa concentrată nu se poate considera la reducerea forţei tăietoare deoarece $a_v = 2{,}0\text{ m} > 2d = 1{,}08\text{ m}$.

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b \cdot d =$$

$$= 0{,}12 \cdot 1 \cdot 1{,}60(100.0{,}0108 \cdot 25)^{1/3} \cdot 300 \cdot 594 = 95{,}72 \cdot 10^3\text{ N} = 95{,}72\text{ kN}$$

$\sigma_{cp} = 0$

$\eta = 1{,}0$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{554}} = 1{,}6 < 2{,}0$$

$$\rho_l = \frac{A_{Sl\,eff}}{b \cdot d} = \frac{1800}{300 \cdot 554} = 0{,}0108$$

(toate cele cinci bare longitudinale se consideră ancorate cu lungimea l_{bd} dincolo de marginea reazemului)

$$V_{Rd,c\,\min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = 0{,}035 \cdot 1{,}6^{3/2} \cdot 25^{1/2} \cdot 300 \cdot 554 = 58{,}86 \cdot 10^3\text{ N} = 58{,}86\text{ kN}$$

$$V_{Ed,A\,red} > V_{Rd,c} > V_{Rd,c\,\min}$$

Se determină capacitatea portantă a diagonalelor comprimate de beton $V_{Rd,max}$ pentru unghiul minim de înclinare, adică $ctg\theta = 2{,}5$:

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{ctg\theta + tg\theta} =$$

$$= 1 \cdot 300 \cdot 497 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot \frac{1}{2{,}5 + \frac{1}{2{,}5}} = 462{,}82 \cdot 10^3\text{ N} = 462{,}82\text{ kN}$$

în care $z = 0{,}9d = 0{,}9 \cdot 554 \approx 497\text{mm}$

$$v_1 = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0{,}54$$

Deoarece $V_{Ed,A\,red} < V_{Rd,\max}$, $(ctg\theta = 2{,}5)$ se poate alege pentru θ unghiul minim de înclinare, situaţia în care dilatarea diagramei cu a_l devine maximă, iar lungimile totale ale barelor longitudinale $(l_{bd} + a_l)$ rezultă mari.

Din acest motiv se alege o valoare medie pentru $ctg\theta = 1{,}75$ cu care se determină distanţa dintre etrieri cu ajutorul relaţiei (3.65), pentru etrieri cu două ramuri de forfecare şi diametrul barei ø10 cu $A_{sw} = 2 \cdot 78{,}5 = 157\text{mm}^2$.

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta}{V_{Ed,A\,red}} = \frac{157 \cdot 497 \cdot 435 \cdot 1{,}75}{232{,}19 \cdot 10^3} \cong 256$$

$$\rho_{w\,eff} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{157}{300 \cdot 256} = 0{,}002 > \rho_{w,\min} \cong 0{,}001$$

$$s < s_{\max} = 0{,}75 \cdot d = 0{,}75 \cdot 554 = 415\text{ mm}$$

$$V_{Ed,A\,red} < V_{Rd,\max} = 1 \cdot 300 \cdot 497 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot \frac{1}{1{,}75 + \frac{1}{1{,}75}} = 578{,}16 \cdot 10^3\text{ N} = 578{,}16\text{ kN}$$

- Reazemul B:

$V_{Ed,B} = 330{,}375$ kN

$$V_{Ed,B\,red} = 330{,}375 - (0{,}15 + 0{,}54) \cdot 5{,}27 = 326{,}74\text{ kN}$$

$$V_{Rd,C} = 0{,}12 \cdot 1 \cdot 1{,}6 \cdot (100 \cdot 0{,}011 \cdot 25)^{1/3} \cdot 300 \cdot 540 = 93{,}87 \cdot 10^3\text{ N} = 93{,}87\text{ kN}$$

$$\rho_l = \frac{1800}{300 \cdot 540} = 0{,}011$$

$V_{Rd,c} < V_{Ed,B\,red}$

$ctg\theta = 1{,}75$

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta}{V_{Ed,B\,red}} = \frac{157 \cdot 0{,}9 \cdot 540 \cdot 435 \cdot 1{,}75}{326{,}74 \cdot 10^3} \cong 178\text{ mm}$$

$$V_{Ed,B\,red} < V_{Rd,\max} = 1 \cdot 300 \cdot 0{,}9 \cdot 540 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \frac{1}{1{,}75 + \frac{1}{1{,}75}} = 565{,}4 \cdot 10^3\,N = 565{,}4\text{ kN}$$

c) La momentul de torsiune:

- Reazemul A:

$T_{Ed,A} = 13{,}35$ kNm

Determinarea caracteristicilor geometrice se prezintă în figura 7.35. Nu s-a ţinut cont de aportul aripilor.

$ctg\theta = 1{,}75 \Rightarrow \theta = 29{,}74°$

$\sin\theta = 0{,}496$

$\cos\theta = 0{,}868$

$t_{ef1} = \left(35 + \frac{22}{2}\right)2 = 92$ mm sau $t_{ef1} = \left(35 + \frac{18}{2}\right)2 = 88$ mm

$t_{ef1med} = \frac{92+88}{2} = 90$ mm

$t_{ef2} = 2 \cdot 57 = 114$ mm

$A_k = (b - t_{ef1})\left(h - \frac{t_{ef1}}{2} - \frac{t_{ef2}}{2}\right) = (300-90)\left(600 - \frac{92}{2} - \frac{114}{2}\right) = 104370$ mm^2

$u_k = 2(b - t_{ef1}) + 2\left(h - \frac{t_{ef1}}{2} - \frac{t_{ef2}}{2}\right) = 1414$ mm^2

$T_{Rd,\max} = 2 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta =$

$= 2 \cdot 1 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot 104370 \cdot 90 \cdot 0{,}868 \cdot 0{,}496 = 72{,}81 \cdot 10^6$ Nmm $= 72{,}81$ kNm

$T_{Rd,c} = 2 f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef1med} = 2 \cdot 1{,}2 \cdot 104370 \cdot 90 = 22{,}54 \cdot 10^6$ Nmm $= 22{,}54$ kNm

$\frac{T_{Ed,A}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed,A}}{V_{Rd,c}} = \frac{13{,}35}{22{,}54} + \frac{235{,}83}{95{,}72} = 2{,}46 > 1$ este nevoie de armătură specifică

$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,\max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,\max}} = \frac{13{,}35}{72{,}81} + \frac{235{,}83}{578{,}16} = 0{,}59 < 1$

Armătura transversală, sub formă de etrieri, necesară din torsiune:

$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_T = \frac{T_{Ed}}{2A_k \cdot f_{zd} \cdot ctg\theta} = \frac{13{,}35 \cdot 10^6}{2 \cdot 104370 \cdot 435 \cdot 1{,}75} = 0{,}084$

$(s)_T = \frac{78{,}5}{0{,}084} = 935$ mm

Distanța unică dintre etrieri se obține cu relația (3.122):

$s = \frac{(s)_v \cdot (s)_T}{(s)_v + (s)_T} = \frac{256 \cdot 935}{256 + 935} = 201$ mm $< \frac{u_k}{8} = \frac{2(600+300)}{8} = 225$ mm

Etr ø10 la s =200 mm

Armătura longitudinală necesară din torsiune

$\Sigma A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot ctg\theta}{2A_k f_{yd}} = \frac{13{,}35 \cdot 10^6 \cdot 1414 \cdot 1{,}75}{2 \cdot 104370 \cdot 435} = 363{,}8$ mm^2

Se aleg 6 ø 10 dintre care două bare se contopesc cu armăturile longitudinale 5 ø 22 și încă două cu armăturile de la partea superioară (2 ø 18) (fig. 7.35)

- Reazemul B:

$T_{Ed,B} = 13{,}58$ kNm

$t_{ef1} = 90$ mm

$t_{ef2} = 120$ mm

$u_k = 1400$ mm

$A_k = 103950$ mm^2

$ctg\theta = 1{,}75$; $\theta = 29{,}740$

$T_{Rd,\max} = 2 \cdot 1 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot 103950 \cdot 90 = 0{,}868 \cdot 0{,}496 = 72{,}51 \cdot 10^6$ Nm $= 72{,}51$ kNm

$T_{Rd,c} = 2 \cdot 1{,}2 \cdot 103950 \cdot 90 = 22{,}45 \cdot 10^6$ Nm $= 22{,}45$ kNm

$\frac{T_{Ed,B}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed,B}}{V_{Rd,c}} = \frac{13{,}58}{22{,}45} + \frac{330{,}375}{93{,}87} = 4{,}12 >> 1$

$\frac{T_{Ed,B}}{T_{Rd,\max}} + \frac{V_{Ed,B}}{V_{Rd,\max}} = \frac{13{,}58}{72{,}51} + \frac{330{,}375}{565{,}40} = 0{,}772 < 1$

$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_T = \frac{13{,}58 \cdot 10^6}{2 \cdot 103950 \cdot 435 \cdot 1{,}75} = 0{,}086$

$(s)_T = \frac{78{,}5}{0{,}086} = 912$ mm

$s = \frac{178 \cdot 912}{178 + 912} = 149$ mm $< \frac{u_k}{8} = 225$ mm

$\Sigma A_{sl} = \frac{13{,}58 \cdot 10^6 1410 \cdot 1{,}75}{2 \cdot 103950 \cdot 435} = 371{,}0$ mm^2

Armarea grinzii în zona reazemului central se prezintă în figura 7.36. Armătura suplimentară se așează pe mijlocul înălțimii, o parte mică 51 mm^2 este la partea superioară, iar restul se contopește cu armătura inferioară.

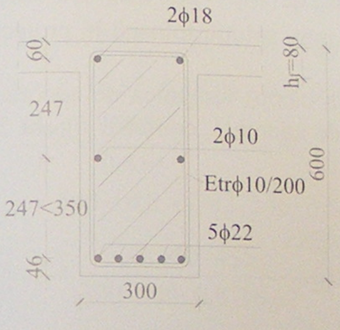


Figura 7.35 Stabilirea caracteristicilor geometrice la o secțiune dreptunghiulară torsionată

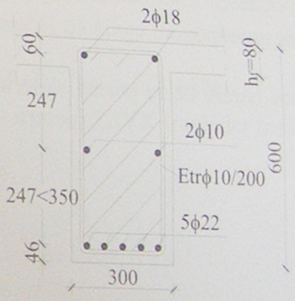


Figura 7.36 Armarea grinzii în zona reazemului central

d) Ancorarea armăturilor:

Armăturile longitudinale de la partea inferioară a grinzii, la reazemul marginal, se ancorează la forța de întindere.

$F_E = \frac{V_{Ed,A} \cdot a_l}{z} + N_{Ed} = 0{,}875 \cdot 232{,}77 = 203{,}67$ kN

$a_l = 0{,}5 \cdot z(ctg\theta - ctg\alpha) = 0{,}5 \cdot z(1{,}75 - 0) = 0{,}875\, z$

$N_{Ed} = 0$

Efortul unitar de întindere în cele cinci bare de ø22 din care se scade cantitatea de armătură din torsiune (2 ø10)

$\sigma_{sd} = \frac{F_E}{A_{sl,eff}} = \frac{203{,}67 \cdot 10^3}{1800 - 2 \cdot 78{,}5} = 123{,}96\ N/m^2$

$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot 22 \cdot \frac{123{,}96}{2{,}7} = 252{,}5$ mm

$\alpha_1 = 1$ pentru bare drepte la capete

$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot \frac{15-22}{22} > 1 \Rightarrow \alpha_2 = 1 \quad c_d = \min\left(\frac{30}{2}; 35\right)$

$\alpha_3 = 1{,}0$ fără etrieri pe lungimea de ancorare

$\alpha_4 = 1{,}0$ fără armături transversale sudate

$\alpha_5 = 1 - 0{,}04 \cdot 3{,}0 = 0{,}88$ pentru o presiune transversală de 3,0 N/m^2

$$l_{bd,\min} = \max\begin{cases} 0{,}3 \cdot l_{b,rqd} = 0{,}3 \cdot 252{,}5 = 76 \text{ mm} \\ 10\phi = 220 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$l_{bd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}88 \cdot 252{,}5 = 222 \text{ mm} \cong l_{bd,\min} = 220 \text{ mm}$

Lățimea efectivă de ancorare pe reazemul marginal este de 300 - 40 = 260 mm, adică lățimea reazemului din care se scade stratul de acoperire de 40 mm (pentru partea exterioară a clădirii)

Lungimile de ancorare ale barelor de la partea inferioară a grinzii:

– oprite în câmp: $l_{b,rqd} = 886$ mm

$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1$

$l_{bd} = 886$ mm

– oprite pe reazem: $l_{bd} = 886 \cdot 0{,}7 = 620$ mm $\left(p = 7{,}3 \text{ N/mm}^2 \text{ şi } \alpha_5 = 0{,}7\right)$

Pe reazemul intermediar lungimea minimă de ancorare este de $10\phi = 220$ mm. Se adoptă o lungime de suprapunere egală cu lățimea reazemului, adică 300 mm, soluție folosită în proiectarea curentă.

Pentru barele de la partea superioară a grinzii (ancorate în câmp) lungimea de ancorare de bază conform tabelului XVI.5 (pentru condiții nesatisfăcătoare de aderență, conform figurii 5.5 şi figura 7.37):

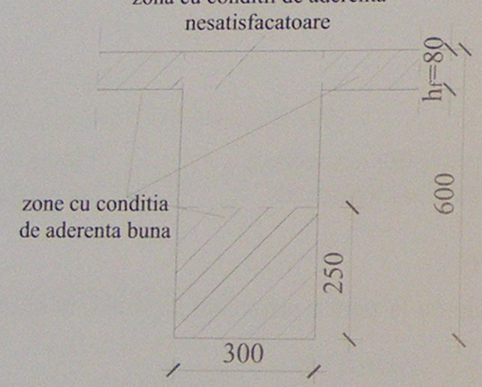


Figura 7.37 Stabilirea zonelor cu condiții diferite de aderență

$\phi 22$ $l_{bd,rqd} = 1266$ mm

$\phi 18$ $l_{bd,rqd} = 1036$ mm

$\alpha_1 = 1{,}0$ pentru bare drepte la capete

$\alpha_2 = 1{,}0$ pentru cinci şi trei bare într-un rând, $\min c_d = \left(\frac{30}{2}, 35\right) = 15 \text{ mm} < 22 \text{ mm}$

$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot \frac{35-22}{22} = 0{,}91$ pentru două bare de $\phi 22$ şi $c_d = 35$ mm

$\alpha_3 = 1 - 0{,}1 \cdot 2{,}80 = 0{,}720$ pentru două bare din colțul etrierilor

$\alpha_3 = 1 - 0{,}05 \cdot 2{,}80 = 0{,}86$ pentru barele intermediare

$$\lambda = \frac{157 \cdot 7 - 0{,}25 \cdot 360}{360} = 2{,}80$$

$\alpha_4 = 1{,}0$ fără confinare cu armături sudate

$\alpha_5 = 1{,}0$ fără compresiune transversală

$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 1 \cdot 0{,}91 \cdot 0{,}72 = 0{,}65 < 0{,}7$

$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 1 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}86 = 0{,}86 > 0{,}7$

$\phi 22$ $l_{bd} = 1{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1266 = 886$ mm pentru barele din colțul etrierilor

$\phi 22$ $l_{bd} = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}86 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1266 = 1089$ mm pentru barele intermediare

$\phi 18$ $l_{bd} = 1{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1036 = 725$ mm

$$l_{bd,\min} = \max\begin{cases} 0{,}3 \cdot l_{bd,rqd} = 0{,}3 \cdot 1266 = 380 \text{mm} \\ 10\phi_{\max} = 200 \text{ mm} \\ 100 \text{ m} \end{cases} = 380 \text{ mm}$$

Stabilirea lungimii barelor longitudinale se face în conformitate cu figura 5.43, după trasarea diagramei înfăşurătoare a forței de întindere M_{Ed}/z (fig. 7.38) şi calculul forțelor capabile pentru diferite cantități de armătură:

$\boxed{5\phi 22}$ $\xi = \frac{A_{sl,eff} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{1900 \cdot 435}{300 \cdot 540 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}67} = 0{,}383$

$M_{Rd} = \lambda \cdot f_{cd} \cdot \xi(1 - 0{,}5 \cdot \lambda \cdot \xi) \cdot b \cdot d^2 =$

$= 0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}383(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}383) \cdot 300 \cdot 540^2 = 378{,}4 \cdot 10^6 \text{ Nm} = 378{,}4 \text{ kNm}$

$\frac{M_{Rd}}{z} = \frac{378{,}4}{0{,}457} = 828{,}0 \text{ kN}$

$z = 540 - 0{,}8 \cdot 0{,}383 \cdot 540 \cdot 0{,}5 = 457$mm

$\boxed{4\phi 22}$ $\xi = \frac{4 \cdot 380 \cdot 435}{300 \cdot 540 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}67} = 0{,}306$; $M_{Rd} = 313{,}0$ kNm; $\frac{M_{Rd}}{z} = 660{,}0$ kN

$\boxed{2\phi 22}$ $\xi = 0{,}153$; $M_{Rd} = 167{,}6$ kNm, $\frac{M_{Rd}}{z} = 330{,}0$ kN

$\boxed{2\phi 18}$ $\xi = \frac{2 \cdot 254 \cdot 435}{300 \cdot 543 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}67} = 0{,}1017$

$M_{Rd} = 0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}1017 \cdot (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}1017) \cdot 300 \cdot 543^2 = 115{,}08 \cdot 10^6 \text{ Nm} = 115{,}08 \text{ kNm}$

$\frac{M_{Rd}}{z} = \frac{115{,}08 \cdot 10^6}{543(1 - 05 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}1017)} = 220{,}1 \cdot 10^3 \text{ N} = 220{,}1 \text{ kN}$

- partea inferioară a grinzii

$\boxed{5\phi 22}$ $\xi = \frac{1900 \cdot 435}{2580 \cdot 554 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}67} = 0{,}0436$

$M_{Rd} = 0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}0436(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}0436) 2580 \cdot 554^2 = 452{,}4 \cdot 10^6 \text{ Nm} = 452{,}4 \text{ kNm}$

$\frac{M_{Rd}}{z} = \frac{452{,}4 \cdot 10^6}{554(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}0436)} = 831{,}1 \cdot 10^3 N = 831{,}1 \text{ kN}$

$\boxed{3\phi 22}$ $\xi = \frac{3 \cdot 380 \cdot 435}{2580 \cdot 554 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}67} = 0{,}0260$

$$M_{Rd} = 0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}0260(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}0260)2580 \cdot 554^2 = 271{,}7 \cdot 10^6 \text{ Nm} = 271{,}7\text{kNm}$$

$$\frac{M_{Rd}}{z} = \frac{271{,}7 \cdot 10^6}{554(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}0260)} = 495{,}6 \cdot 10^3 N = 495{,}6 \text{ kN}$$

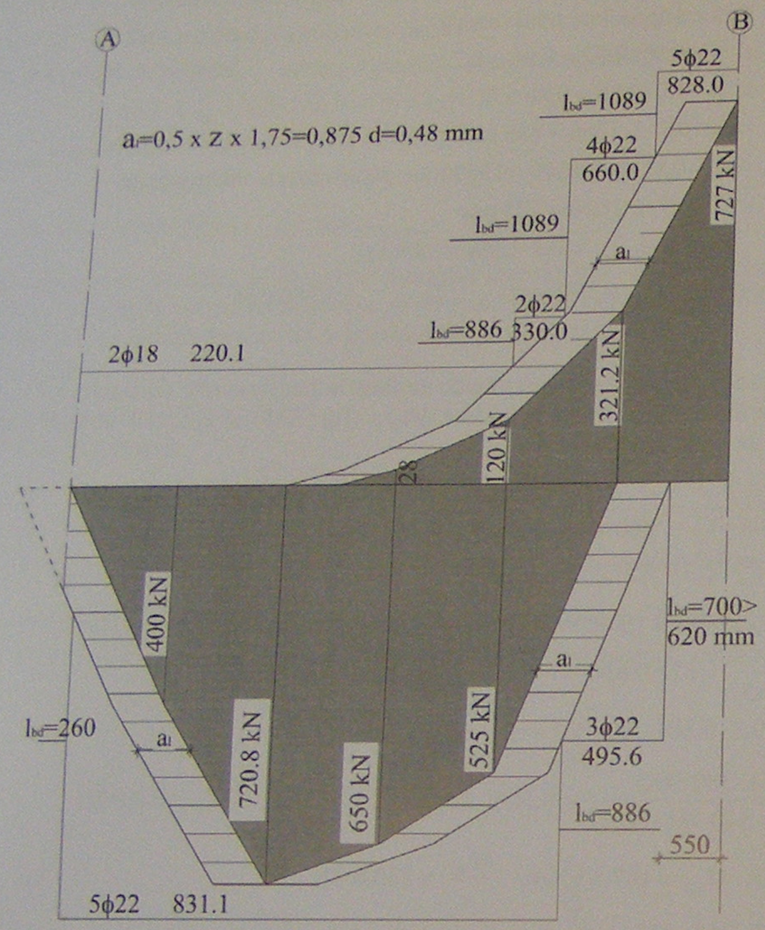


Figura 7.38 Stabilirea lungimii barelor longitudinale

e) Forfecarea dintre inima şi placa grinzii:
Caracteristicile secţiunilor de forfecare se prezintă în figura 7.39

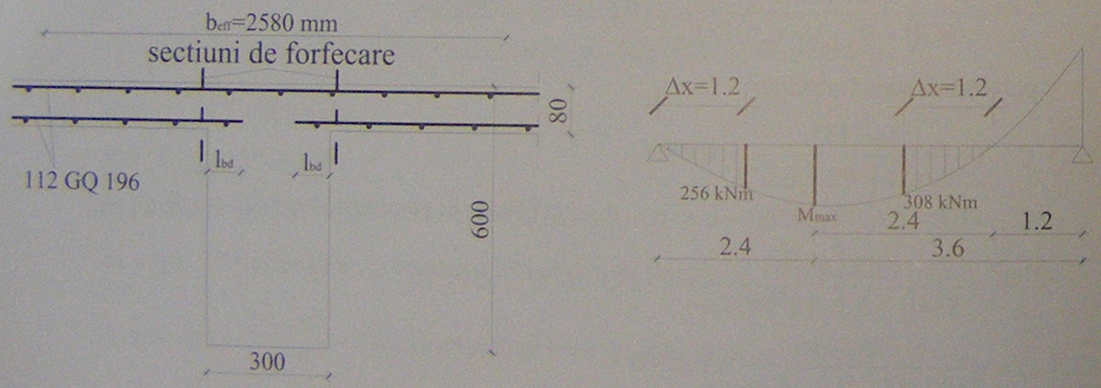


Figura 7.39 Caracteristicile secţiunilor de forfecare

$$\Delta F_{cd} = \frac{1}{2}\frac{\Delta M}{z}\frac{b_{eff} - b}{b_{eff}} = \frac{1}{2}\frac{308 - 0}{0{,}9 \cdot 0{,}554}\frac{2{,}58 - 0{,}3}{2{,}58} = 273 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1} = \frac{\Delta F_{cd}}{h_f \cdot \Delta_x} = \frac{273 \cdot 10^3}{80 \cdot 1200} = 2{,}84 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed,1} < \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\phi = 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot \sin 29{,}74 \cdot \cos 29{,}74 = 3{,}87 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed,1} > 0{,}4 \cdot f_{ctd} = 0{,}4 \cdot 1{,}2 = 0{,}48 \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,f} = \frac{V_{Ed} \cdot h_f}{f_{yd} \cdot ctg\theta} = \frac{2{,}84 \cdot 80}{383 \cdot 1{,}75} = 0{,}339$$

Dacă se consideră şi plasa de jos ancorată cu l_{bd}

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{eff} = 0{,}196 + 0{,}196 = 0{,}392 > \left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,f}$$

Faţă de obişnuinţa de până în prezent, după EC2, plasele sudate din plăci trebuie să se ancoreze mai bine în grinzi ($l_{bd,min}$=100 mm).

f) Verificarea grinzii la forţa concentrată adusă de grinda secundară (fig. 7.40)

$$A_{sw} = \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{227{,}36 \cdot 10^3}{435} = 522{,}7\text{mm}^2$$

Etrierii cu diametrul ø10 şi două noduri de forfecare

$$n = \frac{522{,}7}{157} = 3{,}33 \text{ buc} \Rightarrow 4 \text{ etrieri } \phi 10$$

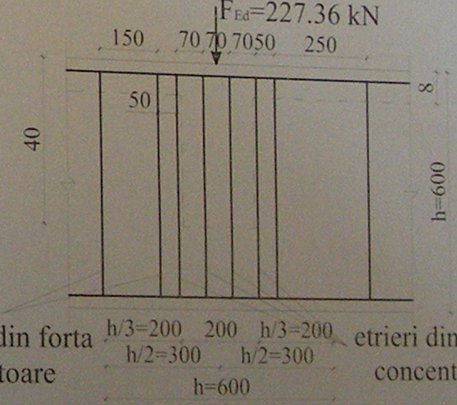


Figura 7.40 Aşezarea etrierilor în zona forţei concentrate

7.1.6.4 *Verificarea grinzii în stare limită de serviciu*

a) Limitarea eforturilor unitare

Se verifică efortul unitar în beton pentru secţiunea dreptunghiulară de lângă reazemul B (fig. 7.41):

$$n = \frac{E_a}{E_{c\,eff}} = \frac{200000}{31000} = 6{,}45$$

$$\rho_{l1}=\frac{A_{sl1}}{bd}=\frac{5\cdot 380}{300\cdot 540}=0{,}0117 \qquad \rho_{l2}=\frac{A_{sl2}}{bd}=\frac{3\cdot 380}{300\cdot 540}=0{,}0070$$

$K=0$

$\Sigma n\rho_l=6{,}45\cdot 0{,}0117=0{,}075$

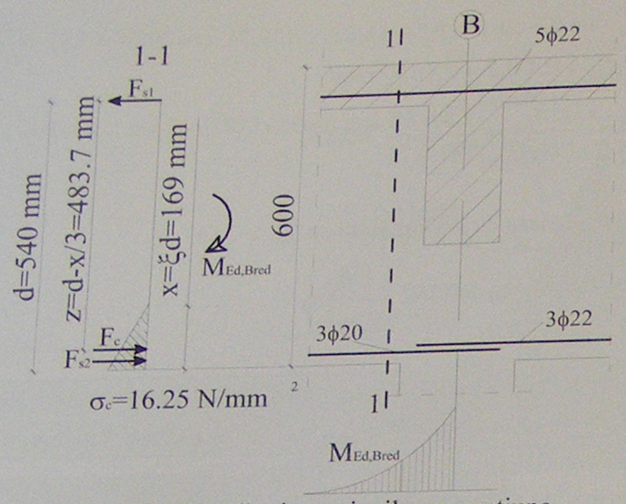


Figura 7.41 Distribuția tensiunilor pe secțiune

Din diagrama 3.66 rezultă poziția relativă a axei neutre $\xi=0{,}30$, iar efortul unitar în beton și armătură se determină cu ajutorul relației (3.158) și (3.161).

$$B_1=\frac{1}{6}\xi(3-\xi)=0{,}135;$$

$$B_2=n\cdot\rho_{l2}\frac{\xi-\frac{d_2}{d}}{\xi}\left(1-\frac{d_2}{d}\right)=6{,}45\cdot 0{,}0070\frac{0{,}30-\frac{45}{540}}{0{,}30}\cdot\left(1-\frac{45}{540}\right)=0{,}030$$

combinația cvasi-permanentă

$$M_{E,Bred}=266{,}35-211{,}49\cdot 0{,}15-\frac{3{,}9\cdot 0{,}15^2}{2}=234{,}6\ \text{kNm}$$

$$\sigma_c=\frac{M_{E,Bred}}{(B_1+B_2)b\cdot d^2}=\frac{234{,}6\cdot 10^6}{(0{,}135+0{,}030)\cdot 300\cdot 540^2}=16{,}25\ \text{N/m}^2>0{,}45\cdot 25=11{,}25\ \text{N/m}^2$$

După cum se observă efortul din beton, la combinația cvasi-permanentă a încărcărilor, considerat imediat după decofrare, rezultă mai mare decât limita admisă în EC2, deci în zona respectivă trebuie să se țină cont de componenta neliniară a curgerii lente.

Se verifică efortul unitar de întindere în armăturile longitudinale de rezistență, sub combinația caracteristică de încărcări.

$$E_{c,eff}=\frac{E_c}{1+\varphi_k(\infty,t_0)}=\frac{32550}{1+2{,}97}=8186\ \text{N/m}^2$$

în care $E_c=1{,}05\cdot E_{cm}=1{,}05\cdot 31000=32550\ \text{N/m}^2$

$\varphi(\infty,t_0)=2{,}65$ din figura 2.1 pentru C25/30, RH=50%,

$h_0=\frac{2A_c}{n}=\frac{2\cdot 600\cdot 300}{520+520+300}=268{,}6$ și t_0=28 zile.

$\varphi_k(\infty,t_0)=\varphi(\infty,t_0)\exp(1{,}5(k_\sigma-0{,}45))=2{,}65\cdot 10^{0{,}06}=3{,}04$ pentru $k_\sigma=\frac{\sigma_c}{f_{cm}}=\frac{16{,}25}{33}=0{,}49$

$\Sigma n\cdot\rho_{l1}=\frac{200000}{8186}\cdot 0{,}0117=0{,}286$ și $K=0$

$\xi=0{,}525$ (figura 3.57)

$B_1=\frac{1}{6}\cdot 0{,}525(3-0{,}525)=0{,}217$

$$B_2=24{,}4\cdot 0{,}007\cdot\frac{0{,}525-\frac{45}{540}}{0{,}525}\cdot\left(1-\frac{45}{540}\right)=0{,}132$$

$$\sigma_c=\frac{M_{Ed}}{(B_1+B_2)\cdot bd^2}=\frac{306{,}64\cdot 10^6}{(0{,}217+0{,}132)\cdot 300\cdot 540^2}=10{,}04\,\text{N/m}^2$$

$$\sigma_{s1}=n\cdot\sigma_c\frac{1-\xi}{\xi}=24{,}4\cdot 10{,}04\frac{1-0{,}525}{0{,}525}=221{,}6\ \text{N/mm}^2<0{,}8f_{yk}=0{,}8\cdot 500=400\ \text{N/mm}^2$$

b) Verificarea deschiderii fisurilor:

Pentru controlul fisurilor în zonele cu eforturi de întindere se prevede o cantitate minimă de armătură

– în grindă (câmp și reazem)

$$A_{s,\min}=k_c\cdot k\cdot f_{ct,eff}\cdot\frac{A_{ct}}{\sigma_s}=0{,}4\cdot 0{,}86\cdot 2{,}6\cdot\frac{90000}{170}=474{,}0\ \text{mm}^2$$

în care $k=0{,}86$ pentru $h=600m$ se interpretează între 0,65 (h = 800) și 1,0 (h = 300)

$f_{ct,eff}=f_{ctm}=2{,}6\,\text{N/mm}^2$

$k_c=0{,}4$ încovoiere

$\sigma_s=230\,\text{N/m}^2$ – pentru $W_{\max}=0{,}4$ mm *și* $\phi_s=22$ mm (tab. 4.3 și 4.4)

$\sigma_s=170\ \text{N/m}^2$ – pentru $W_{\max}=0{,}2$ mm la partea superioară a grinzii pentru a reduce posibilitatea apariției unor fisuri în finisaje

$A_{ct}=300\cdot 600\cdot 0{,}5=90000\ \text{mm}^2$

Conform prescripțiilor de alcătuire (vezi pct. 5.2.2.2) cantitatea minimă de armătură întinsă trebuie să respecte

$$A_{s,\min}=0{,}26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\cdot b_t\cdot d=0{,}26\frac{2{,}6}{500}\cdot 300\cdot 554=224{,}7\ \text{mm}^2$$

$$A_{s,\min}=0{,}0013\cdot b_t\cdot d=0{,}0013\cdot 300\cdot 554=216{,}06\ \text{mm}^2$$

$A_{s,eff}=1900\ \text{mm}^2>>A_{s,\min}=474\ \text{mm}^2$

– în placă (pe reazem fig. 7.42):

$A_{ct}=2\cdot 1000\cdot 80=160000\ \text{mm}^2$

$\sigma_c=f_{ct,eff}\cdot\frac{200-40}{200}=2{,}6\cdot 0{,}8=2{,}08\,\text{N/m}^2$

$k_c=0{,}9\cdot\frac{2{,}08}{2{,}6}=0{,}72$

$k=1{,}0$

$\sigma_s = 280\,\mathrm{N/m^2}$ pentru $W_{max} = 0{,}2$ mm și 50 mm între barele plasei (două plase suprapuse) pentru partea superioară a plăcii pentru a reduce posibilitatea fisurării.

$$A_{s,min} = 0{,}72 \cdot 1 \cdot 2{,}6 \cdot \frac{160000}{280} = 1070\ \mathrm{mm^2}$$

$$A_{s,eff} = 6 \cdot 196\ \mathrm{mm^2} = 1176\ \mathrm{mm^2} > A_{s,min}$$

s-au considerat aria celor șase plase (sus+jos) din zonă.

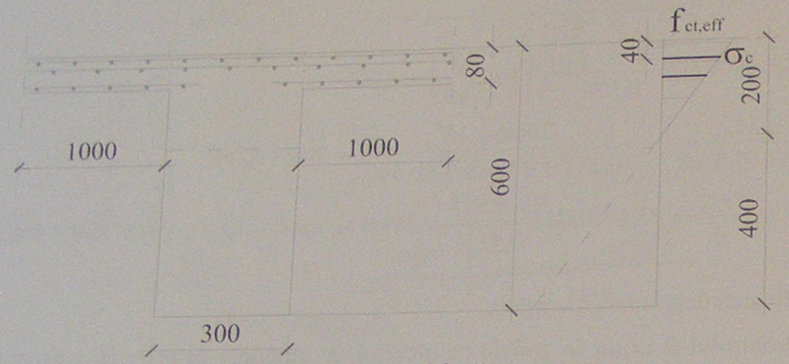


Figura 7.42 Armarea în placă pe reazem

c) Verificarea deformațiilor:

Nu este nevoie de un calcul explicit dacă se respectă relația

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{eff} \le \left(\frac{l}{d}\right)_{max}$$

în care: $\left(\frac{l}{d}\right)_{max} = k\left(11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}}\right)$

dacă $\rho > \rho_0$ $\quad \rho = \frac{1800}{300 \cdot 554} = 0{,}0108 > \rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = 0{,}005$

$$\rho' = \frac{2 \cdot 254}{300 \cdot 554} = 0{,}0031$$

$k = 1{,}3$ – pentru deschideri marginale

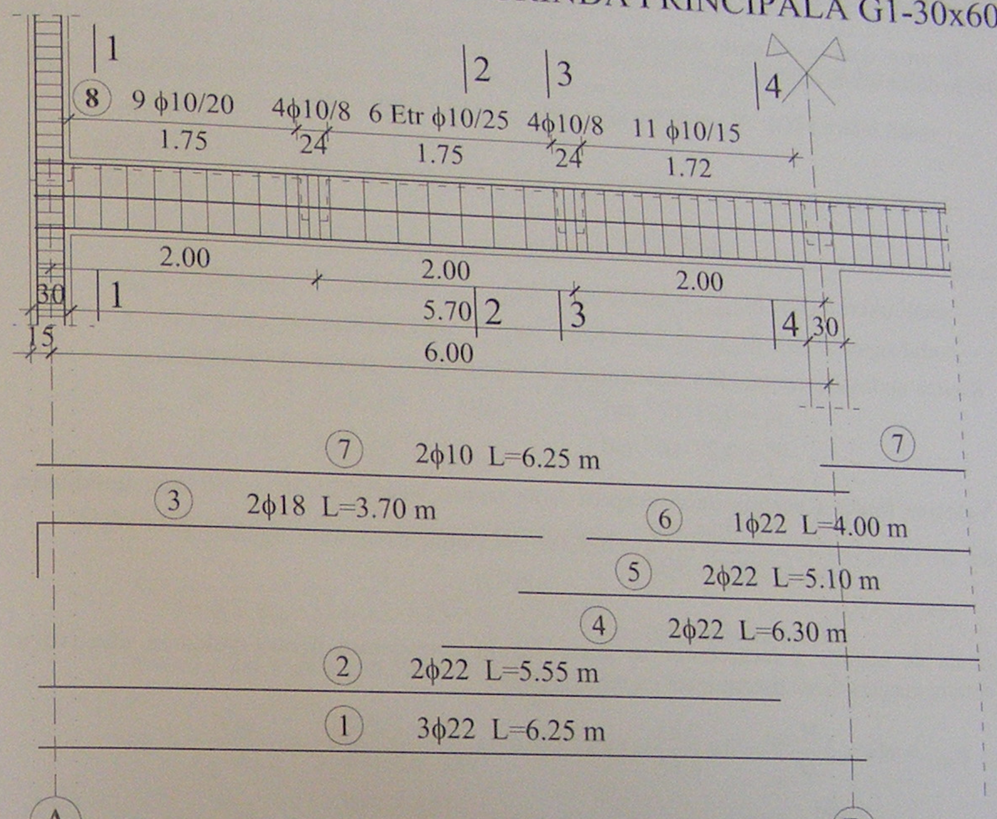
$$\left(\frac{l}{d}\right)_{max} = 1{,}3\left(11 + 1{,}5\sqrt{25} \cdot \frac{0{,}005}{0{,}0108 - 0{,}0031} + \frac{1}{12}\sqrt{25} \cdot \sqrt{\frac{0{,}0031}{0{,}0050}}\right) = 15{,}35$$

pentru secțiuni T la care $b_{0,eff}/b = 8{,}6 > 3$ se aplică cu coeficient de reducere 0,8

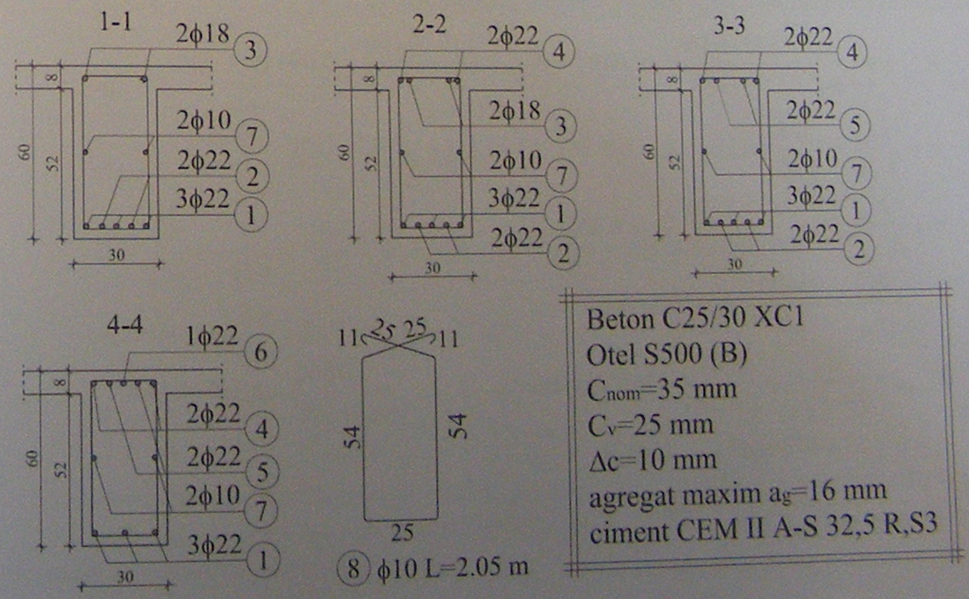
$$\left(\frac{l}{d}\right)_{eff} = \frac{600}{554} = 10{,}8 < 15{,}35 \cdot 0{,}8 = 12{,}28$$

Detaliile de armare pentru grinzile principale se prezintă în figura 7.43.

PLAN COFRAJ SI ARMARE GRINDA PRINCIPALA G1-30x60



SECTIUNI TRANSVERSALE



Beton C25/30 XC1
Otel S500 (B)
C_{nom}=35 mm
C_v=25 mm
Δc=10 mm
agregat maxim a_g=16 mm
ciment CEM II A-S 32,5 R,S3

Figura 7.43 Plan cofraj și armare grindă principală

7.1.7 Stâlpul central

În urma unui calcul static automat au rezultat următoarele valori de calcul ale solicitărilor (fig. 7.44) în starea limită ultimă (SLU):

– nodul inferior (D): $N_{Ed} = 629{,}6$ kN ; $M_{0Ed,z} = \pm 3{,}5$ kNm ; $M_{0Ed,y} = \begin{cases} +9{,}0 \text{ kNm} \\ -7{,}3 \text{ kNm} \end{cases}$

– nodul superior (B): $N_{Ed} = 619{,}7$ kN , $M_{0Ed,z} = \pm 6{,}92$ kNm , $M_{0Ed,y} = \begin{cases} +14{,}8 \text{ kNm} \\ -18{,}0 \text{ kNm} \end{cases}$

iar în starea limită de serviciu (SLS) pentru combinația cvasi-permanentă:

– nodul inferior (D): $M_{0Eqp,z} = 1{,}91$ kNm , $M_{0Eqp,y} = 5{,}46$ kNm

– nodul superior (B): $M_{0Eqp,z} = 3{,}83$ kNm , $M_{0Eqp,y} = 10{,}94$ kNm .

Rotirea nodului corespunzător momentului de calcul (SLU) pentru cele două direcții:

$$\theta_z = 0{,}71 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta_y = 0{,}27 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

Valoarea finală a coeficientului curgerii lente pentru beton C25/30, t_0=30 zile, umiditatea mediului 50% și $h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 300 \cdot 350}{2(350+300)} = 162$ mm , se obține cu ajutorul figurii 2.1:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2{,}6$$

Durata de acțiune a încărcărilor se poate lua în considerare pentru valoarea efectivă a coeficientului curgerii lente determinată cu relația (IV.9):

$$\varphi_{eff,z} = \varphi(\infty, t_0)\frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 2{,}6\frac{3{,}83}{6{,}92} = 1{,}43$$

$$\varphi_{eff,y} = 2{,}6\frac{10{,}94}{14{,}8} = 1{,}92$$

Se determină rigiditatea nominală cu ajutorul relației (V.1):

$$K_{c,z} = \frac{k_1 \cdot k_2}{1+\varphi_{eff}} = \frac{1{,}12 \cdot 0{,}106}{1+1{,}43} = 0{,}049; \quad K_{c,y} = \frac{1{,}12 \cdot 0{,}106}{1+1{,}92} = 0{,}041$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{25}{20}} = 1{,}12; \quad k_1 = 0{,}3 \cdot n = 0{,}3 \cdot 0{,}353 = 0{,}106 < 0{,}20$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{617{,}7 \cdot 10^3}{300 \cdot 350 \cdot 16{,}67} = 0{,}353$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = \frac{31000}{1{,}2} = 25833 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cd,effz} = \frac{E_{cd}}{1+\varphi_{eff,z}} = \frac{25833}{1+1{,}43} = 10631 \text{ N/mm}^2; \quad E_{cd,eff,y} = \frac{25833}{1+1{,}92} = 8847 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 6 \cdot 113 = 678 \text{ mm}^2, \qquad (6\text{ø}12)$$

$$\rho = \frac{678}{300 \cdot 350} = 0{,}0065 > 0{,}002$$

$$EI_z = K_c \cdot E_{cd,eff} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s =$$

$$= 0{,}049 \cdot 10631\frac{350 \cdot 300^3}{12} + 1 \cdot 200000\left[3 \cdot 113 \cdot (300/2-31)^2\right] \cdot 2 = 2{,}33 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

$$EI_y = 0{,}041 \cdot 8847\frac{300 \cdot 350^3}{12} + 1 \cdot 200000\left[2 \cdot 113 \cdot (300/2-31)^2\right] \cdot 2 = 1{,}67 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

Pentru stâlpii contravântuiți (în cazul de față pereți laterali având stâlpișori din beton armat) lungimea de flambaj pe cele două direcții se determină cu relația (IV.4):

$$l_{0,z} = 0{,}5 \cdot l\sqrt{\left(1+\frac{k_1}{0{,}45+k_1}\right)\left(1+\frac{k_2}{0{,}45+k_2}\right)} =$$

$$= 0{,}5 \cdot 3550\sqrt{\left(1+\frac{0{,}1}{0{,}45+0{,}1}\right)\left(1+\frac{0{,}067}{0{,}45+0{,}067}\right)} = 2051 \text{ mm}$$

$l_{0,y} = 1949$ mm

$k_1 = 0{,}1$ nodul inferior încastrat

$$k_{2,z} = \frac{\theta_z}{M_z} \cdot \frac{EI_z}{l} = \frac{0{,}71 \cdot 10^{-3}}{6{,}92 \cdot 10^6} \cdot \frac{2{,}33 \cdot 10^{12}}{3550} = 0{,}067$$

$$k_{2,y} = \frac{0{,}27 \cdot 10^{-3}}{14{,}8 \cdot 10^6} \cdot \frac{1{,}67 \cdot 10^{12}}{3550} = 0{,}0086$$

Stabilirea valorii limită a coeficientului de zveltețe:

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{1}{1+0{,}2 \cdot \varphi_{eff}} = \frac{1}{1+0{,}2 \cdot 1{,}43} = {}^{0{,}778}\!/_{0{,}723} \\ B &= \sqrt{1+2\omega} = \sqrt{1+2 \cdot 0{,}395} = {}^{1{,}338}\!/_{1{,}122} \end{aligned}\right\} \text{ pe cele doua directii}$$

$$\omega_z = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{619{,}7 \cdot 10^3}{16{,}67 \cdot 350 \cdot 269} = 0{,}395$$

$$\omega_y = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{619{,}7 \cdot 10^3}{16{,}67 \cdot 300 \cdot 319} = 0{,}388$$

$$C_z = 1{,}7 + \frac{3{,}5}{6{,}92} = 2{,}21; \quad C_y = 1{,}7 + \frac{7{,}3}{14{,}8} = 2{,}19 \quad \text{(fig. IV.3a)}$$

$$\lambda_{\lim,z} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20\frac{0{,}778 \cdot 1{,}338 \cdot 2{,}21}{\sqrt{0{,}353}} = 77{,}44$$

$$\lambda_{\lim,y} = 20\frac{0{,}723 \cdot 1{,}122 \cdot 2{,}19}{\sqrt{0{,}353}} = 59{,}8$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{300}{\sqrt{12}} = 86{,}6 \text{ mm}; \quad i_y = \frac{350}{\sqrt{12}} = 101 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{0z}}{i_z} = \frac{2051}{86{,}6} = 23{,}7 < \lambda_{\lim,z} = 77{,}47$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{1949}{101} = 19{,}29 < \lambda_{\lim,y} = 59{,}8$$

Deoarece $\lambda < \lambda_{\lim}$ efectul de ordin doi se poate neglija la verificarea secțiunii stâlpului.

Efectul imperfecțiunilor se consideră sub forma unei excentricități adiționale care se determină cu relația simplificată.

$$e_{i,z} = \frac{2051}{400} = 5{,}13 \text{ mm}; \quad e_{i,y} = \frac{1949}{400} = 4{,}87 \text{ mm}$$

Momentul de calcul corectat cu excentricitatea adițională se obține cu relația:

$$M_{Ed,y} = M_{0Ed,y} + e_{i,y} \cdot N_{Ed} = 18{,}0 + 0{,}00487 \cdot 619{,}7 = 21{,}02 \text{ kNm}$$

cu care se determină coeficientul μ și cu ν, d_1/h se intră în diagrama din figura 3.6b:

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b_y \cdot h_y^2 \cdot f_{cd}} = \frac{21{,}02 \cdot 10^6}{300 \cdot 350^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}034$$

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b_y \cdot h_y \cdot f_{cd}} = \frac{619{,}7 \cdot 10^3}{300 \cdot 350 \cdot 16{,}67} = 0{,}354$$

$$\frac{d_1}{h_y} = \frac{d_2}{h_y} = \frac{41}{350} = 0{,}117$$

se obține $\omega_{tot} = 0$, deci stâlpul se armează constructiv (fig.7.44).

$$A_{s,\min} = \max\begin{cases} \dfrac{0{,}1N_{Ed}}{f_{yd}} = \dfrac{0{,}1 \cdot 629{,}6 \cdot 10^3}{435} = 145 \text{ mm}^2 \\ 0{,}002 \cdot 300 \cdot 350 = 210 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$6\phi12$ $\quad A_{s,eff} = 6 \cdot 113 = 678 \text{ mm}^2 > A_{s,\min} = 210 \text{ mm}^2$

Stâlpul se verifică și la compresiune excentrică oblică:

$$N_{Rd} = b \cdot h \cdot f_{cd} + A_{s,tot} \cdot f_{yd} = 300 \cdot 350 \cdot 16{,}67 + 6{,}78 \cdot 435 = 2045{,}3 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{619{,}7}{2045{,}3} = 0{,}303 \Rightarrow \alpha_n = 1{,}17$$

$$M_{Ed,z} = M_{0Ed,z} + e_{i,z} \cdot N_{Ed} = 6{,}92 + 0{,}00513 \cdot 619{,}7 = 10{,}10 \text{ kNm}$$

Momentele încovoietoare capabile M_{Rd} se obține cu ajutorul relații 3.1 și 3.2: pentru $A_{s1} = A_{s2}$ (fig. 7.45) și $c_{nom,sl} = 25$ mm (pentru etrieri ø6 $c_{nom,sw} = 25 - 6 = 19 \text{ mm} < c_{nom,dur} = 15$ mm).

$$c_{nom,sl} + \frac{\phi}{2} = 25 + \frac{12}{2} = 31 \text{ mm} < a = 40 \text{ mm} \text{ (rezistenta la foc R120)} \Rightarrow c_{sl} = 35 \text{ mm}$$

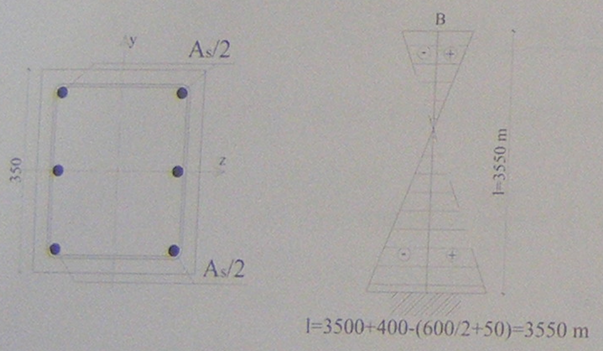


Figura 7.44 Stâlpul central

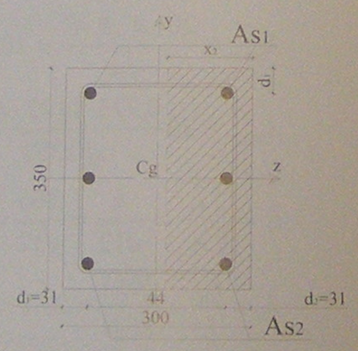


Figura 7.45 Determinarea momentului capabil pe direcția z

$$\xi_z = \frac{N_{Ed}}{\lambda \cdot f_{cd} \cdot b_z \cdot d_z} = \frac{619{,}7 \cdot 10^3}{0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 350 \cdot (300 - 41)} = 0{,}513$$

$$\xi_y = \frac{619{,}7 \cdot 10^3}{0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 300 \cdot (350 - 41)} = 0{,}501$$

$$M_{Rd,z} = \lambda \cdot f_{cd} \cdot \xi(1 - 0{,}5\lambda \cdot \xi) b_z d_z^2 + A_{s2} \cdot \sigma_{s2}(d - d_2) - N_{Ed} \cdot y_{s1}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu3}(\xi - d_2/d)}{\xi} = \frac{3{,}5 \cdot 10^{-3}(0{,}501 - 41/259)}{0{,}513} = 2{,}42 \cdot 10^{-3} > \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 2{,}18 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{s2} = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$y_{s1} = \frac{h}{2} - d_1 = 150 - 41 = 109 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,z} = 0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}513(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}513)350 \cdot 259^2 + 3 \cdot 113 \cdot 435(259 - 41) -$$

$$- 619{,}7 \cdot 10^3 \cdot 109 = 92{,}26 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 92{,}26 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,y} = 0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}501(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}501)300 \cdot 309^2 + 2 \cdot 113 \cdot 435(309 - 41) -$$

$$- 619{,}7 \cdot 10^3 \cdot 134 = 96{,}34 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 96{,}34 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}}\right)^{\alpha_n} + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha_n} = \left(\frac{10{,}10}{92{,}26}\right)^{1{,}17} + \left(\frac{21{,}02}{96{,}34}\right)^{1{,}17} = 0{,}244 < 1$$

Armătura transversală din bare ø6 se va așeza la distanța:

- în afara zonelor de legătură:

$$S_{cl} = 200 \text{ mm} < \begin{cases} 20 \cdot 12 = 240 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

- în zonele de legătură cu fundație sau cu grinda principală:

$S_{cl} = 100 \text{ mm} < 0{,}6 \cdot 240 = 144 \text{ mm}$

7.1.8 Fundația

Pentru fundarea stâlpilor centrali s-a adoptat soluția de fundație izolată elastică tip talpă de beton armat de formă prismatică.

Elementele necunoscute ale fundației sunt dimensiunile geometrice (L, B și H), precum și armăturile din talpă. Conform prevederilor [27], dimensionarea fundațiilor se face prin metoda presiunilor convenționale. Pentru un teren de fundare din argilă prăfoasă-nisipoasă cu plasticitate mijlocie (I_p = 16%; e = 0,7; I_c = 0,5) presiunea convențională este:

$$\bar{p}_{conv} = 275 \text{ kN/m}^2$$

Predimensionarea se face pentru ipoteza de încărcare cea mai defavorabilă:

$$B \cdot L \cong \frac{1{,}50N_{Ed}}{\bar{p}_{conv}} = \frac{1{,}50 \cdot 629{,}6}{275} = 3{,}43 \text{ m}^2$$

Deoarece momentele încovoietoare la baza stâlpului, pe cele două direcții, au valori apropiate se admite pentru raportul dintre laturi $L/B = 1{,}0$.

Dimensiunile fundației rezultă (fig. 7.46):

$$L = B = \sqrt{3{,}43} = 1{,}852 \Rightarrow L = B = 1{,}9 \text{ m}$$

$$\left.\begin{array}{l} H_{\min} = 300 \text{ mm} = 0{,}3 \text{ m} \\ H/L \le 0{,}29 \end{array}\right\} \Rightarrow H = 0{,}55 \text{ m}$$

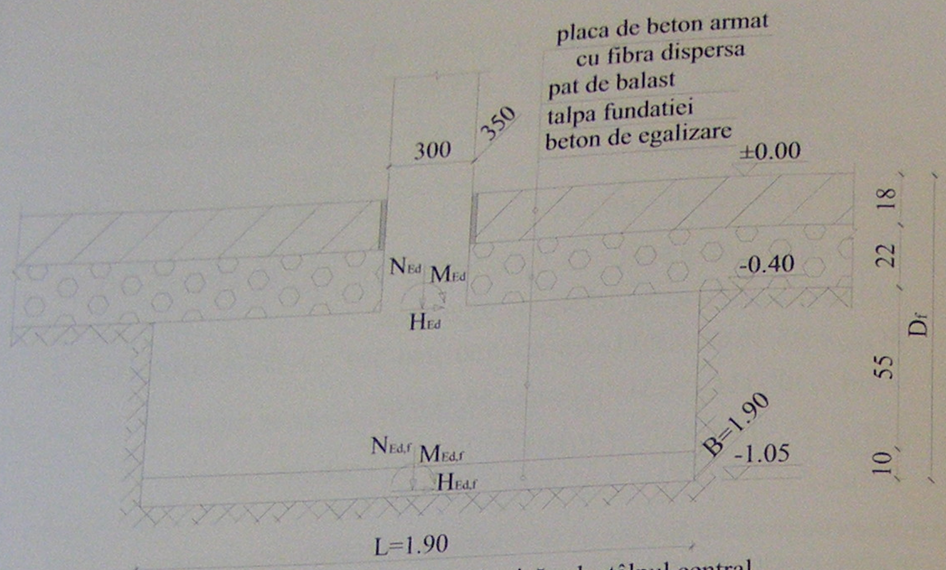


Figura 7.46 Fundație izolată elastică sub stâlpul central

Cu adâncimea de fundare:

$$D_f = 0{,}4 + 0{,}55 + 0{,}1 = 1{,}05 \text{ m}$$

se calculează capacitatea portantă a terenului pentru $D_f < 2{,}0$ m și $B > 1{,}0$ m:

$$p_{conv} = \overline{p}_{conv} + c_B + c_D$$

$$c_B = \overline{p}_{conv} \cdot K_1 (B-1) = 275 \cdot 0{,}05(1{,}90 - 1{,}0) = 12{,}4 \text{ kN/m}^2$$

$$c_D = \overline{p}_{conv} \cdot \frac{D_f - 2}{4} = 275 \cdot \frac{1{,}05 - 2}{4} = -65{,}3 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{conv} = 275 + 12{,}4 - 65{,}3 \cong 222{,}0 \text{ kN/m}^2$$

Se verifică dacă dimensiunile alese pentru fundație corespund pentru încărcarea verticală totală (suprastructură + fundație):

$$N_{Ed,f} = N_{Ed} + \gamma_G \cdot G_f + \gamma_Q \cdot Q_k$$

– greutatea fundației și a straturilor aflate deasupra

$$G_f = 1{,}90^2 \cdot (0{,}10 + 0{,}55) \cdot 25 + (1{,}90^2 - 0{,}34 \cdot 0{,}39) \cdot 0{,}18 \cdot 25 +$$

$$+ (1{,}90^2 - 0{,}3 \cdot 0{,}35) \cdot 0{,}22 \cdot 20 = 89{,}75 \text{ kN}$$

– încărcarea tehnologică care acționează pe pardoseală la cota ±0,00

$$Q_k = (1{,}90^2 - 0{,}39 \cdot 0{,}34) \cdot 8 = 27{,}82 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,f} = 629{,}6 + 1{,}35 \cdot 89{,}75 + 1{,}5 \cdot 27{,}82 = 792{,}5 \text{ kN}$$

$$p = \frac{N_{Ed,f}}{B \cdot L} = \frac{792{,}5}{1{,}90 \cdot 1{,}90} = 219{,}5 \text{ kN/m}^2 < p_{conv} = 222{,}0 \text{ kN/m}^2$$

Se determină momentele de calcul pe cele două direcții principale, dacă forțele orizontale la încastrarea stâlpului în fundații sunt $H_{Ed,z} = 3{,}0$ kN și $H_{Ed,y} = 7{,}34$ kN.

$$M_{Ed,f} = M_{Ed} + H_{Ed}(H + 0{,}10)$$

$$M_{Ed,fz} = 3{,}5 + 3{,}0(0{,}55 + 0{,}10) = 5{,}45 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,fy} = 9{,}0 + 7{,}34(0{,}55 + 0{,}10) = 13{,}68 \text{ kNm}$$

cu care se obțin excentricitățile (fig. 7.47)

$$e_z = \frac{M_{Ed,fz}}{N_{Ed,f}} = \frac{5{,}45}{792{,}5} = 0{,}0069 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{Ed,fy}}{N_{Ed,f}} = \frac{13{,}68}{792{,}5} = 0{,}0173 \text{ m}$$

$$\frac{e_z}{L} + \frac{e_y}{B} = 0{,}013 << \frac{1}{6} = 0{,}167$$

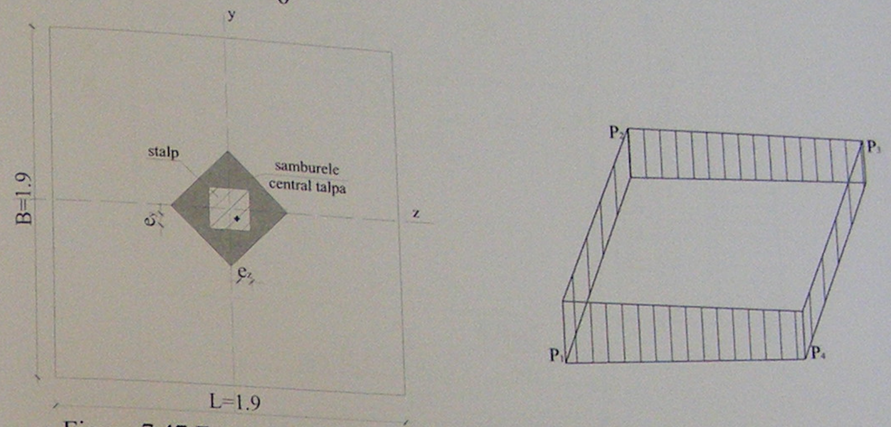


Figura 7.47 Excentricitatea forței axiale și presiunile în colțurile fundației

Calculul presiunilor pe talpa fundației în cazul în care aceasta nu se desprinde de pe teren (efortul axial acționează în interiorul sâmburelui central) se face cu relația:

$$p_{1,4} = \frac{N_{Ed,f}}{L \cdot B}\left(1 \pm \frac{6e_z}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right)$$

$$p_1 = 219{,}5\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}0069}{1{,}9} + \frac{6 \cdot 0{,}0173}{1{,}9}\right) = 279{,}3 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = 219{,}5\left(1 - \frac{6 \cdot 0{,}0069}{1{,}9} + \frac{6 \cdot 0{,}0173}{1{,}9}\right) = 226{,}7 \text{ kN/m}^2$$

$$p_3 = 219{,}5\left(1 - \frac{6 \cdot 0{,}0069}{1{,}9} - \frac{6 \cdot 0{,}0173}{1{,}9}\right) = 202{,}73 \text{ kN/m}^2$$

$$p_4 = 219{,}5\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}0069}{1{,}9} - \frac{6 \cdot 0{,}0173}{1{,}9}\right) = 217{,}2 \text{ kN/m}^2$$

Se verifică presiunea maximă în combinația fundamentală:

$$p_{1,\max} = 279{,}3 \text{ kN/m}^2 < 1{,}4\, p_{conv} = 310{,}8 \text{ kN/m}^2$$

Pentru calculul momentelor încovoietoare în fundație se consideră secțiunile de încastrare de la baza stâlpului și presiunile pe teren pe suprafața delimitată de laturile tălpii și planul de încastrare considerat (fig. 7.48).

a). Calculul simplificat al momentului încovoietor (nu s-au redus presiunile aduse de straturile aflate deasupra fundației) în talpa fundației se face cu relațiile:

$$M_{a-a} = B\left[p_0 \frac{l_z^2}{2} + (p_1 - p_0)\frac{l_z^2}{3}\right] = 1{,}9\left[243{,}3 \cdot \frac{0{,}8^2}{2} + (279{,}3 - 243{,}3)\frac{0{,}8^2}{3}\right] = 162{,}5 \text{ kNm}$$

$$M_{b-b} = L \cdot \frac{p_1 + p_2}{2} \cdot \frac{l_y^2}{2} = 1{,}9 \cdot \frac{279{,}3 + 226{,}7}{2} \cdot \frac{0{,}775^2}{2} = 144{,}4 \text{ kNm}$$

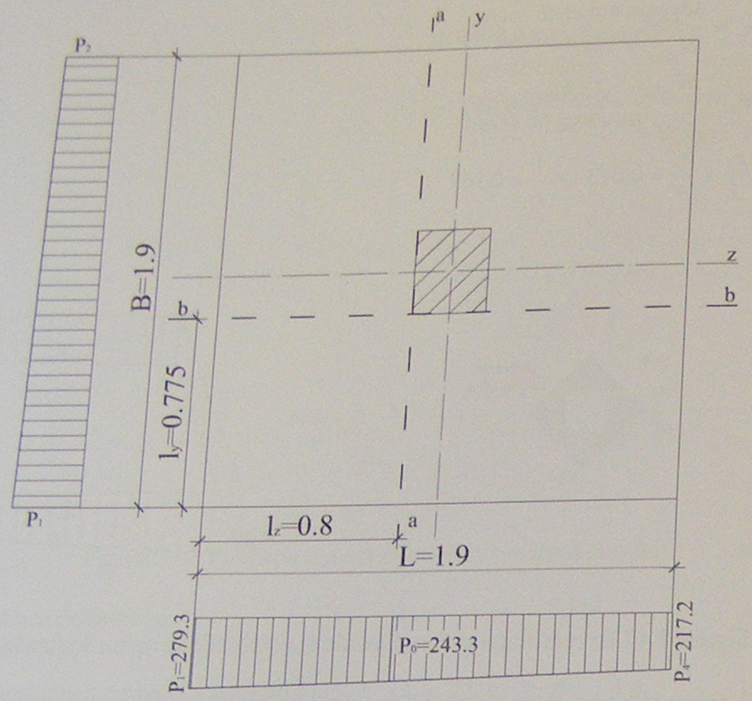


Figura 7.48 Secțiunile de încastrare de la fața stâlpului

Pentru fundație se consideră clasa de expunere XC2 la care corespunde clasa minimă de beton C25/30. Se va arma cu oțel clasa S500.

$$c_{nom} = 50 \text{ mm} > c_{min} + \Delta c_{tol} = 40 \text{ mm} \quad \text{(vezi punctul 5.1.1.2)}$$

$$d_z = 550 - 50 - 10/2 = 495 \text{ mm}$$

$$d_y = 550 - 50 - 10 - 10/2 = 485 \text{ mm}$$

$$\mu_z = \frac{162{,}5 \cdot 10^6}{1900 \cdot 495^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}021 \Rightarrow \omega_z = 0{,}0212$$

$$A_{s,z} = 0{,}0212 \cdot 1900 \cdot 495 \cdot \frac{16{,}67}{435} = 764{,}0 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 0{,}075 \cdot 1900 \cdot 495 = 704 \text{ mm}^2$$

$$\phi 10/200 \text{ m} \quad A_{s,z\,eff} = \left(\frac{1900 - 2{,}50}{200} + 1\right) \cdot 78{,}5 = 785 \text{ mm}^2 > A_{s,z}$$

$$\mu_y = \frac{144{,}4 \cdot 10^6}{1900 \cdot 485^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0194 \Rightarrow \omega_z = 0{,}0198$$

$$A_{s,y} = 0{,}0198 \cdot 1900 \cdot 485 \frac{16{,}67}{435} = 699{,}2 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 0{,}075 \cdot 1900 \cdot 485 = 691 \text{ mm}^2$$

$$\phi 10/200 \text{ m} \quad A_{s,y\,eff} = 785 \text{ mm}^2 > A_{s,y}$$

b). Verificarea la străpungere se face considerând o singură înălțime utilă (valoarea medie a celor două înălțimi utile):

$$d_{eff} = \frac{d_z + d_y}{2} = \frac{495 + 485}{2} = 490 \text{ mm}$$

Această verificare este importantă mai ales când nu se respectă valorile limită date de [27] pentru raportul H/L.

Conturul de calcul de referință u_1 , se consideră la distanța 2d față de aria încărcată (fig. 7.49).

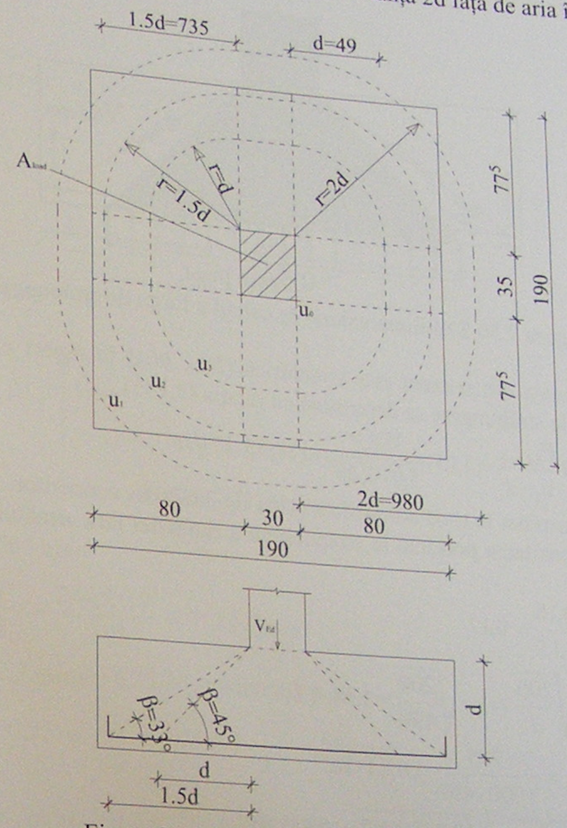


Figura 7.49 Stabilirea conturului de calcul

După cum se observă perimetrul de bază este în afara fundației, de aceea se aleg două perimetre în interior la distanță 1,5*d* și *d* față de aria încărcată (suprafața stâlpului).

$$u_2 = 2(300 + 350 + \pi \cdot 1{,}5 \cdot 490) = 5916 \text{ mm} \cong 5{,}9 \text{ m}$$

$$u_3 = 2(300 + 350 + \pi \cdot 490) = 4377 \text{ mm} \cong 4{,}4 \text{ m}$$

$$A_{crt,2} = 300 \cdot 350 + 2 \cdot 735(300 + 350) + \pi \cdot 735^2 = 2{,}76 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 = 2{,}76 \text{ m}^2$$

$$A_{crt,3} = 300 \cdot 350 + 2 \cdot 490(300 + 350) + \pi \cdot 490^2 = 1{,}750 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 = 1{,}50 \text{ m}^2$$

La străpungere se consideră doar solicitările de calcul (forța axială) la nivelul încastrării stâlpului în fundație.

$$V_{Ed}(N_{Ed}) = 629{,}6 \text{ kN}$$

Valoarea de calcul a forței de străpungere se poate reduce, în cazul fundațiilor izolate (rel. 3.146), cu reacțiunea solului aflată în interiorul conturului de calcul considerat. Norma germană DIN 1045-1 admite o reducere doar cu 50% dacă unghiul β este mai mic de 45° (fig. 7.49).

$$p_{med} = \frac{629{,}6}{1{,}9 \cdot 1{,}9} = 174{,}4 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - p_{med} \cdot 0{,}5 \cdot A_{crt,2} = 629{,}6 - 174{,}4 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}76 = 388{,}9 \text{ kN}$$

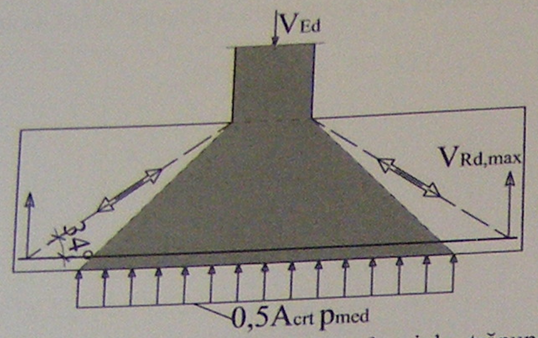


Figura 7.50 Stabilirea valorii de calcul a forței de străpungere

Deoarece reacțiunea din reazem este excentrică (N_{Ed}, M_{Ed}) în raport cu conturul de calcul, efortul unitar maxim de străpungere se determină cu relația (3.133).

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed,red}}{u_2 \cdot d} = 1{,}15 \cdot \frac{388{,}9}{5{,}9 \cdot 0{,}49} = 188{,}33 \ \text{kN/m}^2$$

În care β s-a determinat în mod simplificat (vezi fig.3.62) dar acoperitor.

Se determină capacitatea portantă la străpungere a fundației fără armătură specifică cu relația (3.148).

$$c_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{1{,}15} = 0{,}12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{490}} = 1{,}64 < 2$$

$$\rho_{lz} = \rho_{ly} = \frac{785}{1900 \cdot 490} = 0{,}84 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lz} \cdot \rho_{ly}} = \sqrt{0{,}84^2 \cdot 10^{-6}} = 0{,}84 \cdot 10^{-3}$$

$\sigma_{cp} = 0$ (fără forța de precomprimare sau alte forțe exterioare în planul fundației)

$$V_{Rd,c} = c_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} =$$

$$= 0{,}12 \cdot 1{,}64 (100 \cdot 0{,}84 \cdot 10^{-3} \cdot 25)^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot 490}{1{,}5 \cdot 490} = 0{,}336 \ \text{N/mm}^2 = 336 \ \text{kN/m}^2$$

$$V_{\min} = 0{,}035 \cdot 1{,}64^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0{,}368 \ \text{N/mm}^2$$

$$V_{Ed} = 188{,}33 \ kN/\text{m}^2 < V_{Rd,c} = 368 \ \text{kN/m}^2$$

Pentru conturul u_3

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - p_{med} \cdot A_{crt,3} = 629{,}6 - 174{,}4 \cdot 1{,}50 = 368{,}0 \ \text{kN}$$

$$V_{Ed} = 1{,}15 \cdot \frac{368{,}0}{4{,}4 \cdot 0{,}49} = 196{,}3 \ \text{kN/m}^2 < V_{Rd,c} = 336 \cdot 1{,}5 = 504 \ \text{kN/m}^2$$

$$V_{Rd,\max} = 0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{ck} = 0{,}5 \cdot 0{,}6 \left(1 - \frac{25}{200}\right) \cdot 16{,}67 = 4{,}37 \ \text{N/mm}^2 = 4370 \ \text{kN/m}^2$$

$$V_{Ed,red} << V_{Rd,\max}$$

c). Ancorarea armăturilor se face la o forță de întindere (fig. 7.51):

$$F_s = R \cdot \frac{z_e}{z_i} = 143{,}94 \cdot \frac{0{,}80}{0{,}95 \cdot 0{,}485} = 244{,}9 \ \text{kN}$$

în care $z_i \cong 0{,}95 \cdot d$

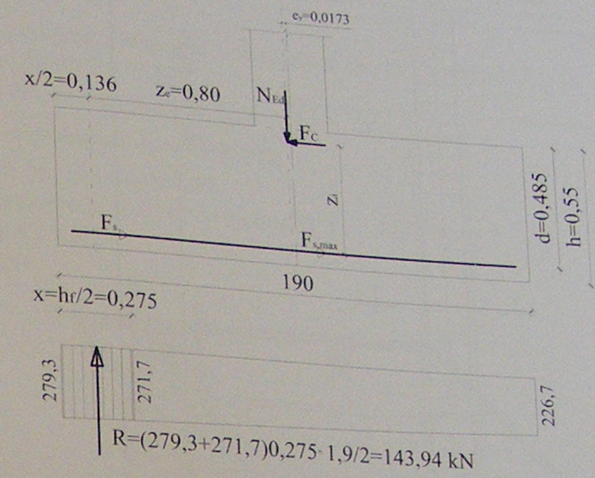


Figura 7.51 Ancorarea barelor

$A_{sy} = 785 \ \text{mm}^2$

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_{sy}} = \frac{244{,}9 \cdot 10^3}{785} = 312 \ \text{N/mm}^2$$

$f_{bd} = 2{,}7$ pentru C25/30 și aderență bună

$$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}} = 0{,}25 \cdot 10 \cdot \frac{312}{2{,}7} = 289 \ \text{mm}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 0{,}7 \cdot 289 = 202 \ \text{mm} \begin{cases} < x = 275 \ \text{mm} \\ > l_{bd,\min} = 100 \ \text{mm} \end{cases}$$

$\alpha_1 = 1{,}0$

$\alpha_2 = 1 - 0{,}15(50 - 10)/10 = 0{,}4 \Rightarrow \alpha_2 = 0{,}7$

$\alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1$

Armăturile de rezistență se pot lăsa drepte, dar pentru a respecta normativele din țară se vor prevedea la capete ciocuri drepte (fig. 7.52).

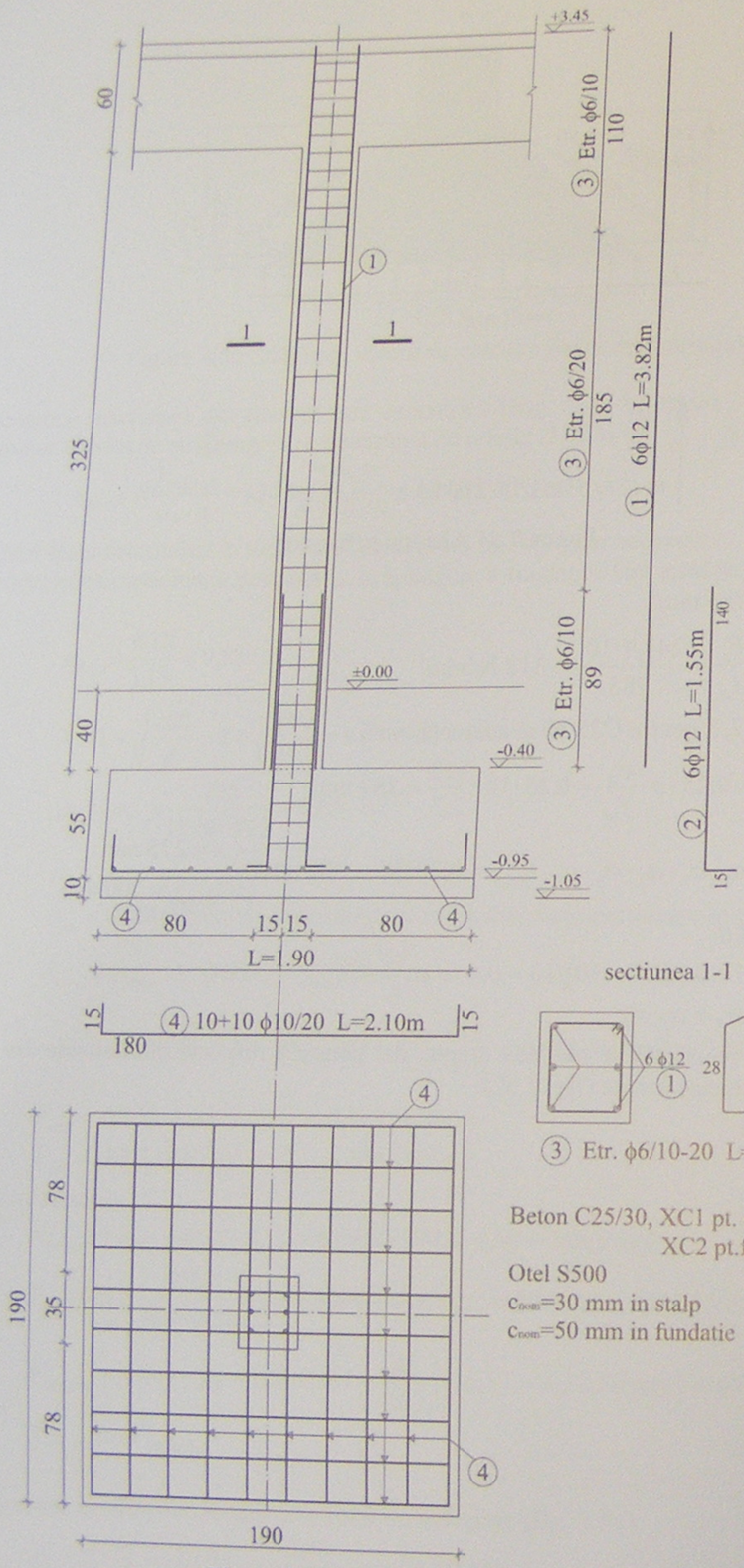


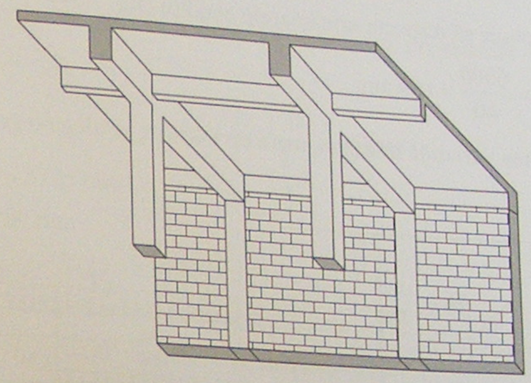
Figura 7.52 Armare stâlp și fundații

7.2 Planșeu curent din placă armată pe două direcții și grinzi

7.2.1 Date de proiectare

Se cere reproiectarea planșeului intermediar de la exemplul 7.1 în varianta cu plăci cu dimensiuni 6 x 6 m (figura 7.53):

- pardoseală din mozaic pe șapă $g_k = 0{,}94\ \text{kN/m}^2$;
- încărcarea tehnologică $q_k = 8{,}0\ \text{kN/m}^2$;
- rezistența la foc 60 minute R60;
- clasa de expunere la condiții de mediu XC1;
- beton clasa C25/30;
- oțel tip PC52.



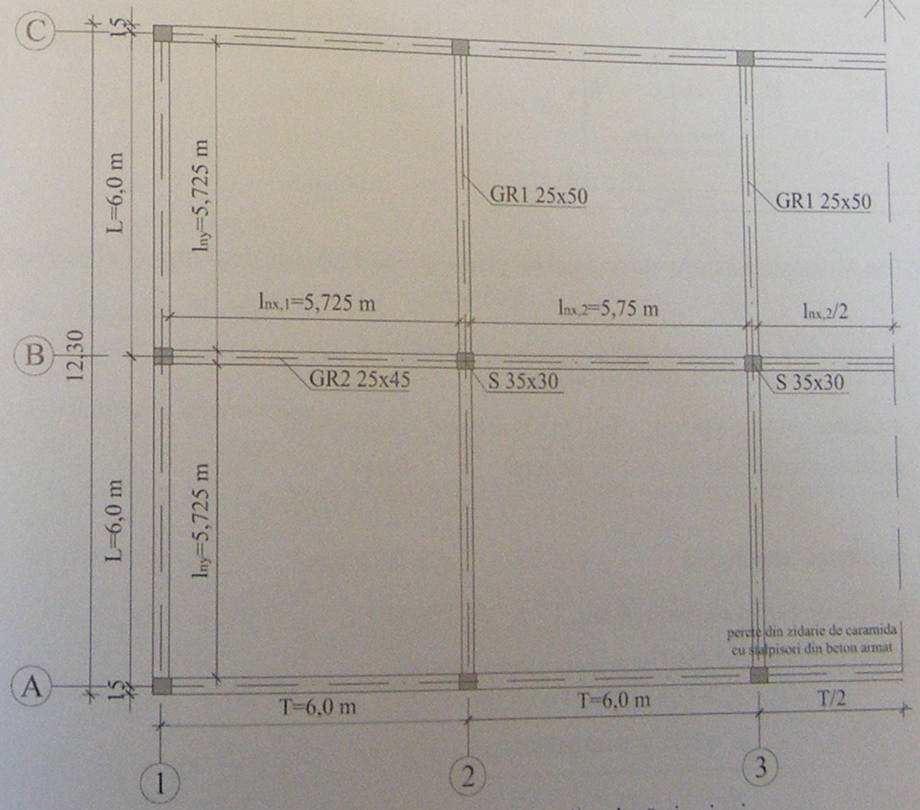


Figura 7.53 Planșeu intermediar din placă și grinzi

Rezistențele betonului: $f_{ck} = 25\ \text{N/mm}^2$; $f_{cd} = \alpha_{cc}\dfrac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16{,}67\ \text{N/mm}^2$, $(\alpha_{cc} = 1, \gamma_c = 1{,}5)$

$f_{ctd} = 1{,}20\ \text{N/mm}^2$; $f_{ctm} = 2{,}6\ \text{N/mm}^2$.

Rezistențele oțelului: $f_{yk} = 345\ \text{N/mm}^2$; $f_{yd} = \dfrac{f_{yk}}{1{,}15} = 300\ \text{N/mm}^2$, pentru $\phi \le 28$ mm

$f_{yk} = 355\ \text{N/mm}^2$; $f_{yd} = 309\ \text{N/mm}^2$, pentru $\phi \le 14$ mm .

7.2.2 Placa

7.2.2.1 *Evaluarea acțiunilor*

Grosimea păcii trebuie să respecte următoarele condiții (fig. 7.54):

$$h_f \ge \frac{l}{40} = \frac{6000}{40} = 150\ \text{mm}$$

având în vedere încărcarea variabilă destul de mare de 8 kN/m, se alege o grosime de $h_f = 170$ mm .

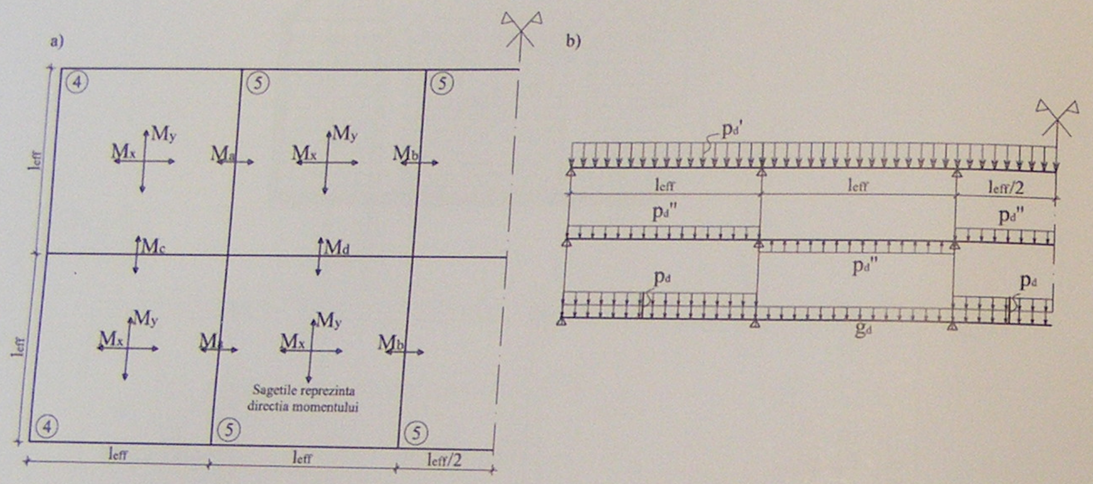


Figura 7.54 Momentele încovoietoare în a) secțiunile critice după cele două direcții, b) schemele de încărcare

- Valorile caracteristice ale încărcărilor:

– greutatea proprie a plăcii $0{,}17\ \text{m} \cdot 25\ \text{kN/m}^3 = 4{,}25\ \text{kN/m}^2$

– greutatea pardoselii din mozaic pe șapă $0{,}94\ \text{kN/m}^2$

$g_k = 5{,}19\ \text{kN/m}^2$

– încărcarea tehnologică $q_k = 8{,}0\ \text{kN/m}^2$

- Valorile de calcul ale încărcărilor:

– starea limită ultimă (SLU), gruparea fundamentală

$$g_d = \gamma_G \cdot g_k = 1{,}35 \cdot 5{,}19 = 7{,}0\ \text{kN/m}^2$$
$$q_d = \gamma_Q \cdot q_k = 1{,}50 \cdot 8{,}0 = 12{,}0\ \text{kN/m}^2$$
$$p_d = g_d + q_d = 19{,}0\ \text{kN/m}^2$$

– starea limită de serviciu (SLS)

combinații caracteristice: $g_k = 5{,}19\ \text{kN/m}^2$

$q_k = 8{,}0\ \text{kN/m}^2$

$p = 13{,}19\ \text{kN/m}^2$

combinații cvasipermanente: $g_k = 5{,}19\ \text{kN/m}^2$

$\varphi_2 \cdot q_k = 0{,}8 \cdot 8{,}0 = 6{,}4\ \text{kN/m}^2$

$p = 11{,}59\ \text{kN/m}^2$.

7.2.2.2 *Calculul static*

Stabilirea deschiderilor de calcul s-a făcut în conformitate prevederile din anexa II.

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$$

$$a_{1,x} = a_{2,x} = a_{1,y} = a_{2,y} = \min\left(\frac{300}{2}; \frac{170}{2}\right) = 85\ \text{mm}$$

$l_{ny} = l_{nx,1} = 5725$ mm

$l_{nx,2} = 5750$ mm

$l_{eff,x1} = l_{eff,y} = 5725 + 85 + 85 = 5895\ \text{mm} \cong 5{,}9$ m

$l_{eff,x2} = 5750 + 85 + 85 = 5920\ \text{mm} \cong 5{,}9$ m

$\lambda = l_{eff,y} / l_{eff,x} = 1{,}0 \Rightarrow$ armare pe două direcții.

Calculul eforturilor se face în domeniul elastic pentru plăcile continue alcătuite din panouri egale dispuse pe două rânduri solicitate de acțiunile permanente şi variabile aplicate uniform distribuit după schema de încărcare din figura 7.54.

$$p_d' = g_d + q_d/2 = 7{,}0 + 12{,}0/2 = 13{,}0\ \text{kN/m}$$
$$p_d'' = q_d/2 = 12{,}0/2 = 6{,}0\ \text{kN/m}$$
$$p_d = g_d + q_d = 19{,}0\ \text{kN/m}$$
$$g_d = 7{,}0\ \text{kN/m}$$

Momentele încovoietoare maxime în secțiunile critice se determină cu relațiile din anexa VIII:

– în câmpurile din colț:

$$M_x = M_y = l_{eff}^2(\alpha_4 p_d' + \alpha_1 p_d'') = 5{,}9(0{,}02692 \cdot 13{,}0 + 0{,}03646 \cdot 6{,}0) = 19{,}8\ \text{kNm/m}$$

– în câmpurile intermediare:

$$M_x = l_{eff}^2(\alpha_5 p_d' + \alpha_1 p_d'') = 5{,}9^2(0{,}02268 \cdot 13{,}0 + 0{,}03646 \cdot 6{,}0) = 17{,}88\ \text{kNm/m}$$
$$M_y = l_{eff}^2(\beta_5 p_d' + \beta_1 p_d'') = 5{,}9^2(0{,}01977 \cdot 13{,}0 + 0{,}03646 \cdot 6{,}0) = 16{,}56\ \text{kNm/m}$$

– pe reazeme:

$$M_a = \frac{1}{10} x_5 \cdot p_d \cdot l_{eff}^2 = \frac{1}{10} 0{,}5 \cdot 19{,}0 \cdot 5{,}9^2 = 33{,}07\ \text{kNm/m}$$

$$M_b = \frac{1}{12} x_5 \cdot p_d \cdot l_{eff}^2 = \frac{1}{12} 0{,}5 \cdot 19{,}0 \cdot 5{,}9^2 = 27{,}56\ \text{kNm/m}$$

$$M_c = \frac{1}{8} x_5 \cdot p_d \cdot l_{eff}^2 = \frac{1}{8} 0{,}5 \cdot 19{,}0 \cdot 5{,}9^2 = 41{,}34\ \text{kNm/m}$$

$$M_d = \frac{1}{10}(1-x_6)p_d \cdot l_{eff}^2 = \frac{1}{10}(1-0{,}5)19{,}0 \cdot 5{,}9^2 = 33{,}07 \text{ kNm/m}$$

Forțele tăietoare se obțin în mod acoperitor considerând plăcile 4 și 5 individuale:

– pentru mijlocul laturilor simplu rezemate:

$$V_4 = \frac{1}{2{,}76} p_d \cdot l_{eff} = \frac{1}{2{,}76} 19{,}0 \cdot 5{,}9 = 40{,}6 \text{ kN/m}$$

$$V_5 = \frac{1}{3{,}04} p_d \cdot l_{eff} = \frac{1}{3{,}04} 19{,}0 \cdot 5{,}9 = 36{,}88 \text{ kN/m}$$

– pentru mijlocul laturilor continue:

$$V_c = V_{c,stg} = \frac{1}{1{,}96} 19{,}0 \cdot 5{,}9 = 57{,}19 \text{ kN/m}$$

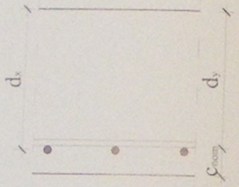
$$V_a = V_{a,dr} = V_{a,stg} = \frac{1}{2{,}11} 19{,}0 \cdot 5{,}9 = 53{,}13 \text{ kN/m}$$

7.2.2.3 Dimensionarea armăturilor de rezistență

Stabilirea înălțimilor utile pe cele două direcții:

$$d_x = h_f - c_{nom} - \phi_{s1x}/2 = 170 - 20 - 10/2 = 145 \text{ mm}$$

$$d_y = h_f - c_{nom} - \phi_{s1x} - \phi_{s1y}/2 = 170 - 20 - 10 - 10/2 = 135 \text{ mm}$$



$$c_{min} = \max\begin{cases} \phi_s = 10 \text{ mm} \\ 15 - 5 = 10 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{tot} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

Conform tabelului 6.6 distanța minimă până la centrul de greutate a armăturilor de rezistență este $a_{min} = 10$ mm. Dacă se adoptă o armătură cu diametrul de 10 mm distanța efectivă până la centrul de greutate rezultă

$$a_{eff} = c_{nom,eff} + \phi_s/2 = 20 + 10/2 = 25 \text{ mm} > a_{min} = 10 \text{ mm}$$

Secțiunea de armătură întinsă pentru plase legate din bare, rezultă după cum urmează:

– câmpul 4:

$$M_{Ed,x} = M_{Ed,y} = 19{,}8 \text{ kN}$$

$$\mu_x = \frac{M_{Ed,x}}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{cd}} = \frac{19{,}8 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 145^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0565 \Rightarrow \omega_x = 0{,}0582$$

$$A_{s,x} = \omega_x \cdot b \cdot d_x \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}0582 \cdot 10^3 \cdot 145 \frac{16{,}67}{309} = 456 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$\phi 10/15 \quad A_{s,eff} = 523 \text{ mm}^2$

$$\mu_x = \frac{M_{Ed,y}}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{cd}} = \frac{19{,}8 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 135^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}065 \Rightarrow \omega_x = 0{,}0673$$

$$A_{s,y} = \omega_y \cdot b \cdot d_y \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}0673 \cdot 10^3 \cdot 135 \frac{16{,}67}{309} = 490 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$\phi 10/15 \quad A_{s,eff} = 523 \text{ mm}^2$

– câmpul 5:

$$\mu_x = \frac{17{,}88 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 145^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0510 \Rightarrow \omega_x = 0{,}0524$$

$A_{sx} = 410 \text{ mm}^2/\text{m}, \quad \phi 10/30 + \phi 8/30, \quad A_{s,eff} = 429 \text{ mm}^2$

$$\mu_x = \frac{16{,}56 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 135^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0545 \Rightarrow \omega_x = 0{,}0564$$

$A_{sx} = 410 \text{ mm}^2/\text{m}, \quad \phi 10/30 + \phi 8/30, \quad A_{s,eff} = 429 \text{ mm}^2$

– pe reazem ($d_x = d_y = 145$ mm)

$$\mu_a = \mu_d = \frac{M_{Ed,a}}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{cd}} = \frac{33{,}07 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 145^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0944 \Rightarrow \omega_a = 0{,}0992$$

$A_{sa} = 776 \text{ mm}^2/\text{m}, \quad \phi 10/15 + \phi 10/30, \quad A_{s,eff} = 785 \text{ mm}^2$

$$\mu_b = \frac{27{,}56 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 145^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0786 \Rightarrow \omega_b = 0{,}0990$$

$A_{sb} = 774 \text{ mm}^2/\text{m}, \quad \phi 10/15 + \phi 10/30, \quad A_{s,eff} = 785 \text{ mm}^2$

$$\mu_c = \frac{41{,}34 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 145^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0118 \Rightarrow \omega_c = 0{,}126$$

$A_{sc} = 986 \text{ mm}^2/\text{m}, \quad \phi 10/15 + \phi 10/15, \quad A_{s,eff} = 1046 \text{ mm}^2$

Verificarea la forța tăietoare maximă de calcul pentru un reazem intermediar:

$$V_{Ed,red} = 57{,}19 - 19(0{,}085 + 0{,}145) = 52{,}82 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k(100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b \cdot d = 0{,}12 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}0(100 \cdot 0{,}0072 \cdot 25)^{1/3} \cdot 10^3 \cdot 145 =$$

$$= 91{,}11 \cdot 10^3 \text{ N} = 91{,}11 \text{ kN}$$

$\eta = 1{,}0$

$$c_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{145}} = 2{,}17 > 2 \Rightarrow k = 2{,}0$$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{1046}{10^3 \cdot 145} = 0{,}072 < 0{,}02$ (conform figurii 3.19 pentru toate armăturile de la partea superioară a plăcii)

$$V_{Rd,c\,min} = v_{min} \cdot b \cdot d = 0{,}035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \cdot b \cdot d = 0{,}035 \cdot 2^{3/2} \cdot \sqrt{25} \cdot 10^3 \cdot 145 = 71{,}77 \text{ kN} < V_{Rd,c}$$

$V_{Ed,red} = 52{,}82 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 91{,}11 \text{ kN}$

Verificarea la forța tăietoare pentru un reazem marginal:

$$V_{Ed,red} = 40{,}6 - 19(0{,}085 + 0{,}135) = 36{,}42 \text{ kN}$$

$\rho_l = \frac{0{,}5 \cdot 523}{10^3 \cdot 135} = 0{,}0019 < 0{,}02$ (pentru ø10/30 la partea inferioară a plăcii și ancorate cu l_{bd})

$$V_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}0(100 \cdot 0{,}0019 \cdot 25)^{1/3} \cdot 10^3 \cdot 145 = 54{,}43 \cdot 10^3 N = 54{,}43 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c\,min} = 0{,}035 \cdot 2^{3/2} \cdot \sqrt{25} \cdot 10^3 \cdot 135 = 66{,}82 \text{ kN} < V_{Rd,c}$$

$V_{Ed,red} = 36{,}42 \text{ kN} < V_{Rd,c\,min} = 66{,}82 \text{ kN}$

Ancorarea armăturilor de rezistență:

– pe reazemele intermediare (fig. 7.55):

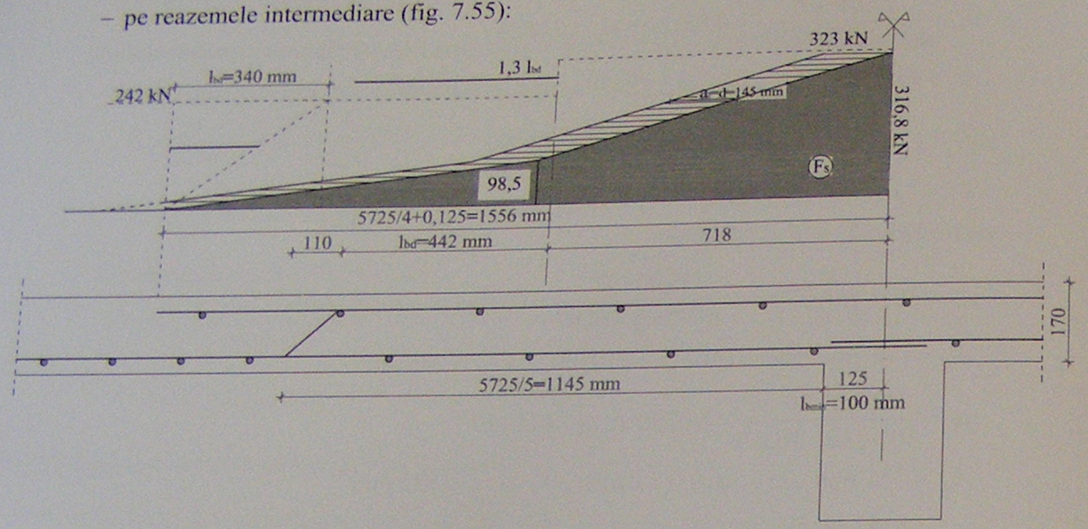


Figura 7.55 Stabilirea lungimii barelor de rezistență pe reazemele intermediare

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 0{,}85 \cdot 400 = 340 \text{ mm} > l_{b,\min}$$

$$\alpha_1 = 1{,}0$$

$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot \frac{20-10}{10} = 0{,}85$$

$$\alpha_3 = 1$$

$$\alpha_4 = \alpha_5 = 1{,}0$$

$$l_{b,\min} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}3 l_{b,rqd} = 120 \text{ mm} \\ 10\phi = 100 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{Bmatrix} \Rightarrow l_{b,\min} = 100 \text{ mm}$$

$$A_{s,eff} = 1046 \text{ mm}^2 \quad 2\phi 10/30 + \phi 10/15$$

$$\xi = \frac{A_{sl,eff} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{1046 \cdot 309}{10^3 \cdot 145 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}67} = 0{,}167$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot f_{cd} \cdot \xi(1 - 0{,}5\lambda \cdot \xi) b \cdot d^2 = 0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}167(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}167) 10^3 \cdot 145^2 =$$

$$= 43{,}70 \cdot 10^3 \text{ Nm} = 43{,}70 \text{ kNm}$$

$$F_{Es} = \frac{M_{Rd}}{z} = \frac{43{,}70}{145 - 0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}167 \cdot 145} = 0{,}125$$

$A_{sl,eff} = 784{,}5 \text{ mm}^2$ $(\phi 10/30 + \phi 10/15)$, $\xi = 0{,}125$, $M_{Rd} = 33{,}3$ kNm, $F_s = 242$ kN

– pe reazemele marginale:

$$F_E = \frac{V_{Ed} \cdot a_l}{z} + N_{Ed} = \frac{40{,}6 \cdot 10^3 \cdot 135}{0{,}9 \cdot 135} = 45{,}11 \text{ kN}$$

în care: $N_{Ed} = 0$ și $a_l = d = 135$ mm

$$\sigma_{sd} = \frac{F_E}{A_{sl,eff}} = \frac{45{,}11 \cdot 10^3}{261{,}5} = 172{,}5 \text{ N/mm}^2 \quad (\phi 10/30)$$

$$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot \phi \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 0{,}25 \cdot 10 \cdot \frac{172{,}5}{2{,}7} = 160 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 0{,}7 \cdot 160 = 112 \text{ mm} > l_{b,\min} = 100 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_4 = 1{,}0$$

$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot \frac{30-10}{10} = 0{,}7$$

$\alpha_5 = 1{,}0$ doar pentru că α_2, α_3, α_5 trebuie să fie sub 0,7

$$l_{b,eff} = 300 - 40 = 260 \text{ mm} > l_{bd} = 112 \text{ mm}.$$

Armarea plăcii planșeului se prezintă în figura 7.56.

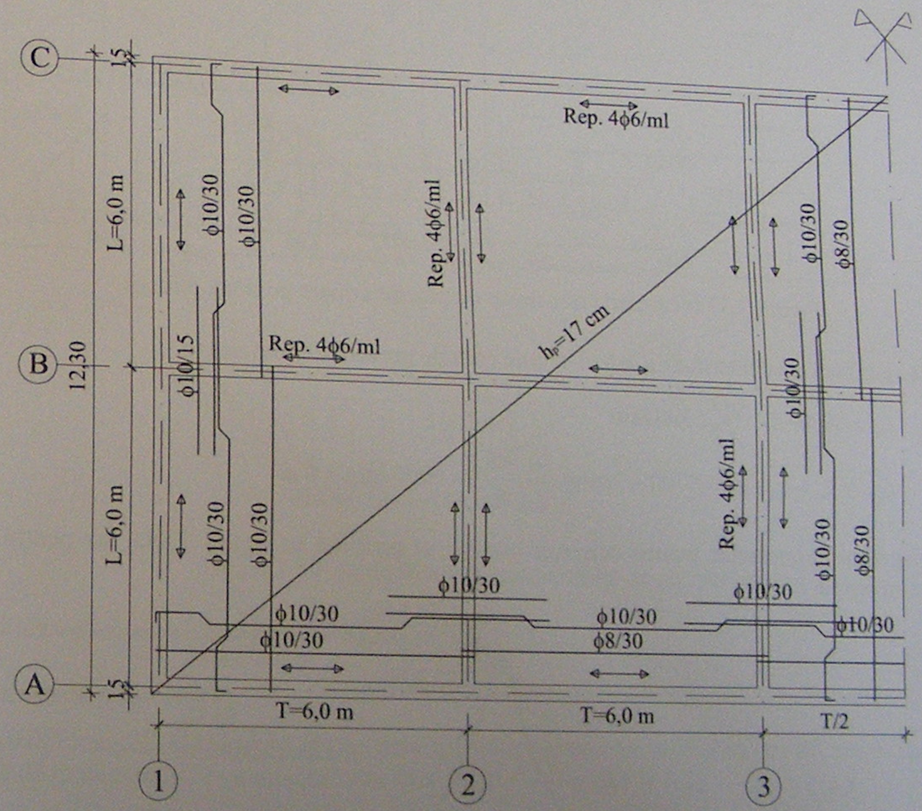


Figura 7.56 Armarea plăcii planșeului

7.2.3 Grinda transversală GR1-25x50

7.2.3.1 *Evaluarea încărcărilor și calculul static*

- Valorile caracteristice:
  - greutatea proprie grindă $g_{1k} = 0{,}25(0{,}5 - 0{,}17) \cdot 1 \cdot 25 = 2{,}06$ kN/m
  - greutatea proprie placă și finisaje $g_{2k} = 5{,}19 \cdot 2 \cdot 6/2 = 31{,}14$ kN/m²
  - încărcarea tehnologică $q_k = 8 \cdot 2 \cdot 6/2 = 48{,}0$ kN/m²
- Valorile de calcul:

$$g_{1,d} = 1{,}35 \cdot 2{,}06 = 2{,}78 \text{ kN/m}$$

$$g_{2,d} = 1{,}35 \cdot 31{,}14 = 42{,}04 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = 1{,}50 \cdot 48 = 72{,}0 \text{ kN/m}^2$$

Încărcările transmise grinzilor de către plăcile armate pe două direcții încărcate uniform distribuit se determină prin împărțirea plăcilor în triunghi (fig. 7.57).

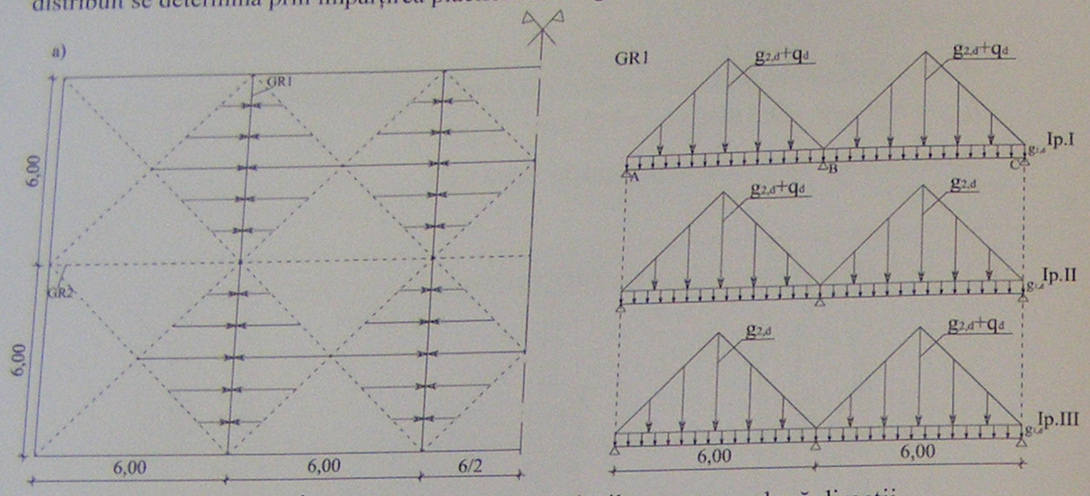


Figura 7.57 Încărcările transmise de plăcile armate pe două direcții

La stabilirea deschiderilor de calcul se ține cont de prevederile din anexa II.:

$$L_n = 6000 - 2 \cdot {}^{30}\!/_{2} 5700 \text{ mm}$$

$$L_{eff} = L_n + a_1 + a_2 = 5700 + 2\min\left(\frac{30}{2}, \frac{45}{2}\right) = 6000 \text{ mm} = 6 \text{ m}$$

Diagrama momentelor pentru cele trei ipoteze se prezintă în figura 7.58a, iar pentru forța tăietoare în figura 7.58b.

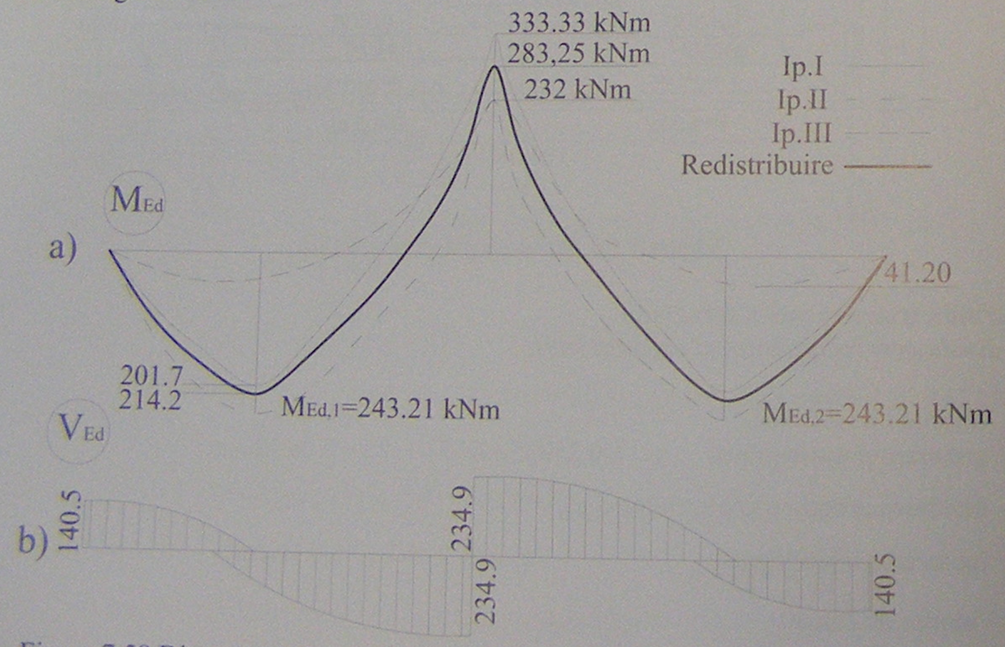


Figura 7.58 Diagramă înfășurătoare pentru a) moment încovoietor, b) forță tăietoare

Se acceptă o redistribuire a momentului încovoietor maxim de pe reazem cu 15% (vezi pct. 1.9.1.1)

$$M_{Ed,B} = 0{,}85 \cdot 333{,}23 \cong 283{,}25 \text{ kNm}$$

după care se verifică dacă momentul din câmp nu rezultă mai mare decât cea maximă din calculul elastic (fig. 7.59).

Se reduce momentul la fața reazemului

$$M_{Ed,B\,red} = 283{,}25 - 227{,}1 \cdot 0{,}15 + 2{,}78 \cdot \frac{0{,}15^2}{2} + 5{,}7 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}05 = 249{,}22 \text{ kNm}$$

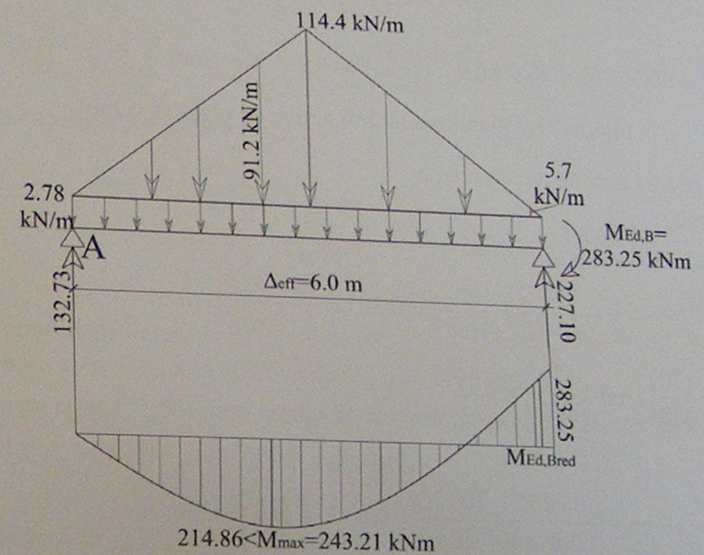


Figura 7.59. Redistribuirea momentului de pe reazem

7.2.3.2 *Dimensionarea armăturilor de rezistență*

a) La moment încovoietor:

Înălțimea utilă a grinzii se obține pentru bare longitudinale ø20 și etrieri ø8, respectiv pentru o clasă de expunere XC1 cu ajutorul tabelelor 5.1 și 5.2 (fig. 5.1 și 5.2)

$$\left.\begin{aligned} c_v &= c_{\min,dur} + \Delta c_{tol} = 15 + 10 = 25 \text{ mm} \\ c_{nom,sl} &= c_{\min,b} + \Delta c_{tol} = 20 + 10 = 30 \text{ mm} \\ c_{nom,sl} &= c_v + \phi_w = 25 + 8 = 33 \text{ mm} \end{aligned}\right\} \Rightarrow c_{nom,sl} = 33 \text{ mm}$$

pentru un rând de armături longitudinale

$$d = h - c_{nom,sl} - \phi_{1/2} = 500 - 33 - {}^{20}\!/_{2} = 457 \text{mm}$$

pentru două rânduri longitudinale

$$d = h - \delta_1 = h - c_{nom,sl} - \left(\phi_s + \phi_{1/2}\right) = 500 - 33 - 30 = 437 \cong 440 \text{mm}$$

Se verifică dacă poziția armăturilor corespunde pentru o rezistență la foc de R60. Conform tabelului 6.3 pentru o grindă continuă cu $b \geq 200$ mm rezultă $a = 12 \text{ mm} < a_{eff} = 43 \text{ mm}$ pentru primul rând de armături.

În câmp grinda se dimensionează ca o secțiune T, iar pe reazem ca o secțiune dreptunghiulară ținând cont de armăturile din zona comprimată.

Lățimea activă de placă în câmp (fig. 7.60) trebuie să îndeplinească următoarele condiții (vezi anexa II.).

$$b_{eff} \le b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 2 \cdot 1020 + 250 = 2290 \text{ mm}$$

în care $b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0{,}2 \cdot 3000 + 0{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot 6000 = 1110 \text{ mm} > 0{,}2 \cdot 0.85 \cdot 6000 = 1020 \text{ mm}$

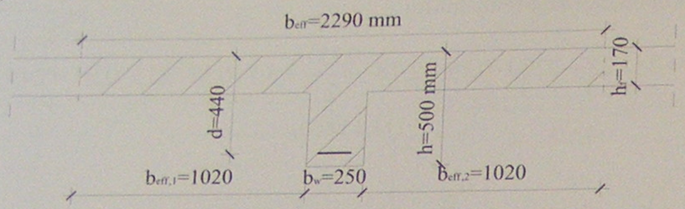


Figura 7.60 Stabilirea lățimii active de placă în câmp

Se verifică poziția axei neutre cu relația

$$\frac{b_{eff}}{b_w} = \frac{2290}{250} = 9{,}16 > 5$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,1}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{243{,}21 \cdot 10^6}{250 \cdot 440^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}301 < \frac{b_{eff}}{b_w} \cdot \frac{h_f}{d}\left(1 - 0.5 \cdot \frac{h_f}{d}\right) =$$

$$= \frac{2290}{250} \cdot \frac{170}{440}\left(1 - 0{,}5\frac{170}{440}\right) = 2{,}85$$

rezultă $x < h_f$

$$\mu = \frac{M_{Ed,1}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{243{,}21 \cdot 10^6}{2290 \cdot 440^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}033 \rightarrow \omega = 0{,}0336$$

$$A_s = \omega \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}0336 \cdot 2290 \cdot 440 \cdot \frac{16{,}67}{300} = 1881 \text{ mm}^2,\ 6\phi 20 \quad A_{s,eff} = 1884 \text{ mm}^2$$

Patru bare așezăm pe rândul de jos, iar două bare deasupra (fig. 7.61)

$$s_{n,h} = \frac{250 - (2 \cdot 25 - 2 \cdot 8 - 4 \cdot 20)}{3} = 35{,}3 \text{ mm} > \max\begin{cases} \phi_{\max} = 20 \text{ mm} \\ a_g + 5 = 16 + 5 = 21 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{n,v} = 25 \text{ mm}$$

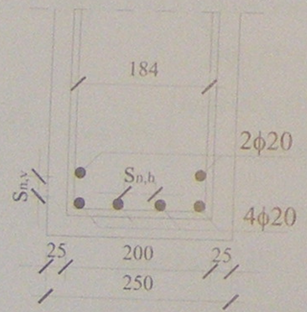


Figura 7.61 Așezarea barelor longitudinale în câmpul grinzii

Se verifică centrul de greutate efectiv al barelor longitudinale și se compară cu cel ales pentru dimensionare.

$$d_{1,eff} = \frac{4 \cdot 314 \cdot 43 + 2 \cdot 314 \cdot 88}{1884} = 58 \text{ mm} < d_1 = 60 \text{ mm}$$

Dintre cele șase bare din câmp, minim două bare se vor prelungi peste reazem, două se vor ridica, iar două se pot opri în câmp (reazemul central) sau se pot prelungii peste reazem (reazemul marginal).

Se calculează momentul încovoietor preluat de armătura comprimată considerând $\sigma_{s2} = f_{yd}$.

$$A_{s2} = 2 \cdot 314 = 628 \text{ mm}^2$$

$$d_2 = 60 \text{ mm};\ d_1 = 60 \text{ mm};\ d = 440 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2}(d - d_2) = 628 \cdot 300(440 - 60) = 71{,}6 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 71{,}6 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,Bred} - M_{Rd,2}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{249{,}22 \cdot 10^6 - 71{,}6 \cdot 10^6}{250 \cdot 440^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}2203 \rightarrow \xi = 0{,}315$$

$$A_{s1} = \lambda\eta \frac{f_{cd}}{\sigma_{s1}} \cdot \xi \cdot b \cdot d + A_{s2} \cdot \frac{\sigma_{s2}}{\sigma_{s1}} = 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{16{,}67}{300} \cdot 0{,}315 \cdot 250 \cdot 440 + 628 = 2168 \text{ mm}$$

Se verifică cu relația 3.4 dacă supoziția $\sigma_{s2} = f_{yd}$ este corectă:

$$\sigma_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu}\left(\xi - \frac{d_2}{d}\right)}{\xi} \cdot E_s = \frac{3{,}5 \cdot 10^{-3}\left(0{,}315 - \frac{60}{440}\right)}{0{,}315} \cdot 200000 = 397 \text{ N/mm}^2 > f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$$

deci armătura comprimată curge.

Se aleg 7 bare de ø20 cu aria efectivă de $A_{s1,eff} = 2198 \text{ mm}^2$.

Se verifică cu relația (1.36) dacă gradul de redistribuire de pe reazem s-a ales corect:

$$\xi_{eff} = \frac{(A_{s1,eff} - A_{s2}) \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{(2198 - 628)300}{250 \cdot 440 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}67} = 0{,}321$$

$$\delta = 0{,}44 + 1{,}25 \cdot 0{,}321 = 0{,}84 < \delta_{eff} = 0{,}85$$

Se verifică cantitățile efective de armătură longitudinală față de cele minime și maxime admise:

$$A_{s,\min} = \max\begin{cases} 0{,}26\frac{f_{cfn}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0{,}26\frac{2{,}6}{345} \cdot 250 \cdot 440 = 215{,}5 \text{ mm}^2 \\ 0{,}0013 \cdot b \cdot d = 0{,}0013 \cdot 250 \cdot 440 = 143 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s,\max} = 0{,}04 \cdot b \cdot d = 0{,}04 \cdot 250 \cdot 440 = 4400 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 216 \text{ mm}^2 < A_{s,eff} < A_{s,\max} = 4400 \text{ mm}^2$$

b) La forță tăietoare:

Se determină coeficientul minim de armare transversală

$$\rho_{w,\min} = 0{,}08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0{,}08 \cdot \frac{\sqrt{25}}{309} = 0{,}0013 \rightarrow 0{,}13\%$$

și cantitatea maximă de armătură transversală

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\max} = 0{,}5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} = 0{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}54 \cdot 250 \cdot \frac{16{,}67}{309} = 3{,}64 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

în care: $\alpha_{cw} = 1$ pentru beton armat

$$\nu_1 = 0{,}6\left(1-\frac{f_{ck}}{200}\right) = 0{,}6\left(1-\frac{25}{250}\right) = 0{,}54$$

Distanța maximă dintre etrieri pe direcția longitudinală și transversală se determină cu relațiile:

$$s_{t,\max} = \left.\begin{cases} 0{,}75\cdot d(1+ctg\alpha) = 0{,}75\cdot 440\cdot(1+0) = 330 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}\right\} = 300 \text{ mm}$$

$$s_{t,\max} = 0{,}75d = 0{,}75\cdot 440 = 330 \text{ mm} > s_{t,eff} = 250-(2\cdot 25+8) = 192\text{mm}$$

- Reazemul A:

Forța tăietoare de calcul se obține în conformitate cu prevederile de la paragraful 3.2.11

$$V_{Ed,Ared} = V_{Ed,A} - \left[g_{1,d} + 0{,}5\cdot\frac{0{,}59}{3}\left(g_{2,d}+q_d\right)\right](d+0{,}15) =$$

$$= 140{,}5 - 0{,}59(2{,}78 + 0{,}5\cdot 0{,}197\cdot 112) = 132{,}4 \text{ kN}$$

Se determină forța tăietoare capabilă a elementului fără armătură transversală specifică cu relația (3.54):

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c}\cdot\eta_1\cdot k(100\rho_1\cdot f_{ck})^{1/3} + k_1\cdot\sigma_{cp}\right]\cdot b\cdot d =$$

$$= 0{,}12\cdot 1\cdot 1{,}67\cdot(100\cdot 0{,}0114\cdot 25)^{1/3}\cdot 250\cdot 440 = 67{,}33\cdot 10^3 \text{ N} = 67{,}33 \text{ kN}$$

în care: $\sigma_{cp} = 0$ forța axială s-a neglijat;

$\eta = 1{,}0$ pentru beton greu;

$$k = 1+\sqrt{\frac{200}{d}} = 1+\sqrt{\frac{200}{440}} = 1{,}67 < 2{,}0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b\cdot d} = \frac{4\cdot 314}{250\cdot 440} = 0{,}0114 < 0{,}02$$

Armătura longitudinală A_{sl} (fig. 3.14) ancorată cu lungimea l_{bd} în secțiunea I-I se consideră 4ø20.

Valoarea minimă a forței tăietoare capabilă fără armătură specială se determină cu relația (3.55):

$$V_{Rd,c\min} = (\nu_{\min} + k_1\cdot\sigma_{cp})\cdot b\cdot d = 0{,}035\cdot k^{3/2}\sqrt{f_{ck}}\cdot b\cdot d =$$

$$= 0{,}035\cdot 1{,}67^{3/2}\sqrt{25}\cdot 250\cdot 440 = 41{,}54\cdot 10^3 \text{ N} = 41{,}54 \text{ kN} < V_{Rd,C}$$

Deoarece solicitarea de calcul este mai mare decât capacitatea portantă a grinzii fără armătură specifică:

$$V_{Ed,Ared} = 132{,}4 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 67{,}33 \text{ kN}$$

este nevoie de armătură transversală.

Se determină capacitatea portantă a diagonalelor comprimate de beton $V_{Rd,max}$ pentru valoarea minimă a unghiului θ_{min}, adică

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{ck}\cdot b\cdot z\cdot\nu_1\cdot f_{cd}\frac{1}{ctg\theta_{\min}+tg\theta_{\min}} =$$

$$= 1\cdot 250\cdot 0{,}9\cdot 440\cdot 0{,}54\cdot 16{,}67\cdot\frac{1}{2{,}5+1/2{,}5} = 307{,}3\cdot 10^3 \text{ N} = 307{,}3 \text{ kN}$$

După cum se observă $V_{Ed,Ared}$ se află între cele două limite, dar mult mai aproape de limita inferioară, se adoptă în continuare pentru $ctg\theta = 1{,}75$.

Se determină forța tăietoare preluată de etrieri ø8 la 250 și 300 mm din oțel PC52 cu două ramuri de forfecare și $z = 0{,}95d$ (secțiune în T):

$$V_{Rd,sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)\cdot z\cdot f_{ywd}\cdot ctg\theta = \frac{2\cdot 50{,}3}{250}\cdot 0{,}95\cdot 440\cdot 309\cdot 1{,}75 = 91{,}0\cdot 10^3 \text{ N} = 91{,}0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,sw} = \frac{2\cdot 50{,}3}{300}\cdot 0{,}95\cdot 440\cdot 309\cdot 1{,}75 = 75{,}8\cdot 10^3 \text{ N} = 75{,}8 \text{ kN}$$

Pentru verificare se consideră că pe lungimea l forța tăietoare este minimă:

$$l = z\cdot(ctg\theta + ctg\alpha) = 0{,}95\cdot 440\cdot(1{,}75+0) = 731 \text{ mm}$$

$$x = 0{,}567 + 1{,}4 + 0{,}731 = 1{,}7 \Rightarrow V_{Ed,x} = 84 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,x} = 84 \text{ kN} < V_{Rd,sw} = 91 \text{ kN}$$

Grafic se adună $V_{Rd,sw}$ și $V_{Rd,cmin}$ min care împreună trebuie să fie mai mare ca forța tăietoare de solicitare V_{Ed} (fig. 7.62).

Se stabilesc punctele de ridicare ale armăturilor longitudinale și se determină forța tăietoare preluată de armăturile înclinate la 45°:

$$s_{b\max} = 0{,}6d(1+ctg\alpha) = 0{,}6\cdot 440(1+1) = 528 \text{ mm}$$

– pentru armătura 1:

$$V_{Rd,si} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)\cdot z\cdot f_{ywd}\cdot(ctg\theta + ctg\alpha)\sin\alpha =$$

$$= \frac{314}{557}\cdot 0{,}9\cdot 440\cdot 300(1{,}75+1)0{,}707 = 130{,}21\cdot 10^3 \text{ N} = 130{,}21 \text{ kN}$$

– pentru armătura 2:

$$V_{Rd,si} = \frac{314}{400}\cdot 0{,}9\cdot 440\cdot 300(1{,}75+1)0{,}707 = 181{,}3\cdot 10^3 \text{ N} = 181{,}3 \text{ kN}$$

Lungimea de ancorare de bază pentru barele ø20 conform relației (5.6):

$$l_{b,rqd} = 0{,}25\cdot\phi\cdot\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 0{,}25\cdot 20\cdot\frac{300}{2{,}7} = 556 \text{ mm} \quad \text{partea inferioară a grinzii;}$$

$$l_{b,rqd} = 0{,}25\cdot\phi\cdot\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 0{,}25\cdot 20\cdot\frac{300}{1{,}89} = 794 \text{ mm} \quad \text{partea superioară a grinzii;}$$

iar lungimea de ancorare de calcul:

$$l_{bd} = \alpha_1\cdot\alpha_2\cdot\alpha_3\cdot\alpha_4\cdot\alpha_5\cdot l_{b,rqd} = \begin{cases} 650 \text{ mm} & \text{în câmp} \\ 420 \text{ mm} & \text{pe reazem} \end{cases}$$

$$l_{bd} > l_{bd,\min} = 200 \text{ mm}$$

în care: $\alpha_1 = 1{,}0$

$\alpha_2 = 1{,}0$ în câmp

$$\alpha_2 = 1-0{,}15(c_d-\phi)\phi = 1-0{,}15\cdot\frac{33-20}{20} = 0{,}9 \quad \text{pe reazemul marginal și câmp,}$$

$$\alpha_3 = 1-0{,}05\cdot\frac{4\cdot 157{,}6 - 0{,}25\cdot 314}{314} = 0{,}91 \quad \text{în câmp,}$$

$\alpha_3 = 1{,}0$ pe reazemul marginal.

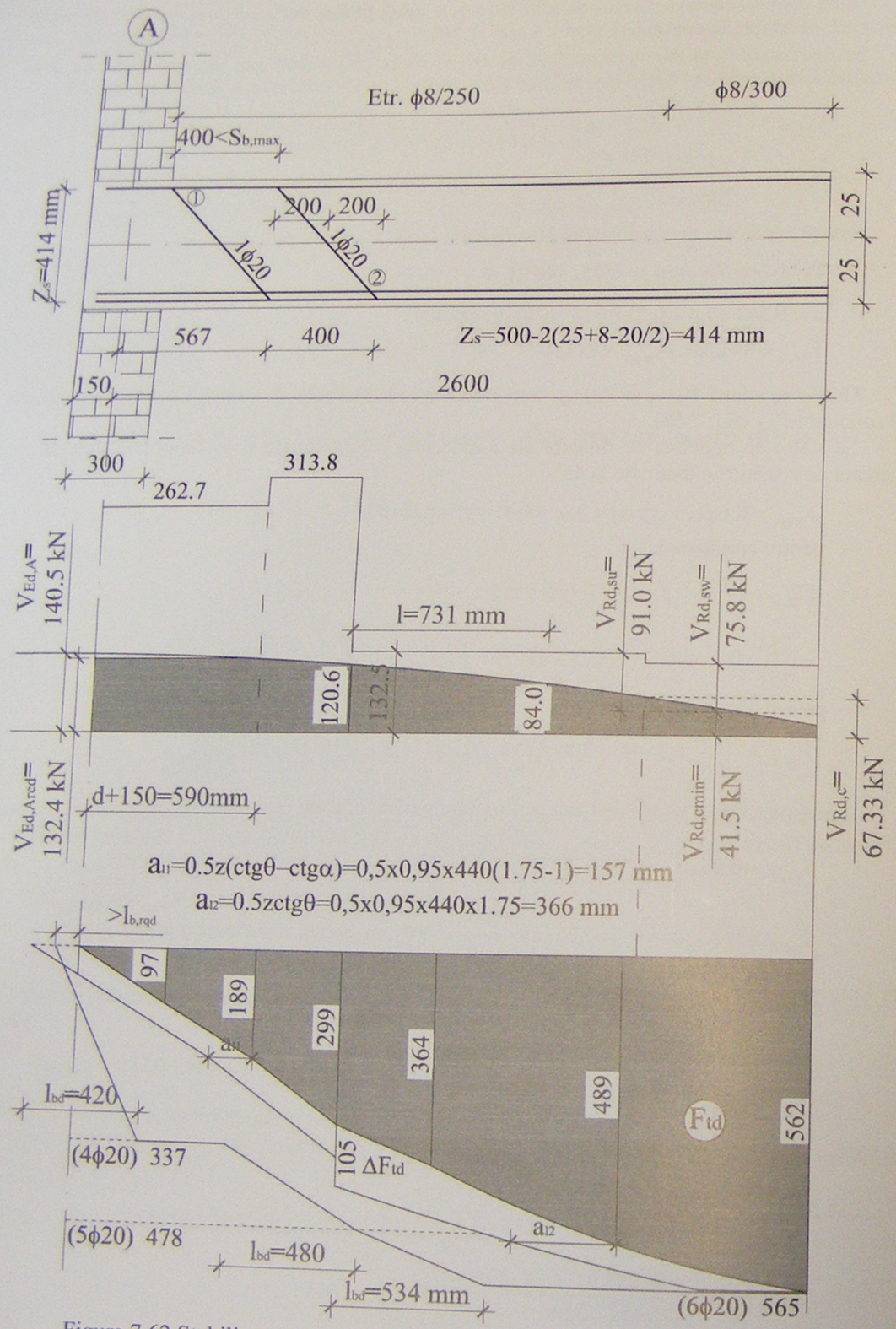


Figura 7.62 Stabilirea punctelor de ridicare ale armăturilor longitudinale

$\alpha_4 = 1{,}0$

$\alpha_5 = 1{,}0$ în câmp

$\alpha_5 = 1 - 0{,}04 \cdot 4{,}0 = 0{,}84$ pe reazemul marginal pentru o presiune de $p = 4\ \mathrm{N/mm^2}$ din reacțiunea grinzii și greutatea peretelui și a acoperișului.

$$l_{bd,\min} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}3 \cdot l_{b,rqd} = 0{,}3 \cdot 534 = 160\ \mathrm{mm} \\ 10\phi = 10 \cdot 20 = 200\ \mathrm{mm} \\ 100\ \mathrm{mm} \end{Bmatrix}$$

Efortul de întindere în cele patru bare de pe reazem rezultă:

$$F_E = \frac{V_{Ed} \cdot a_l}{z} + N_{Ed} = \frac{132{,}4 \cdot 10^3 \cdot 0{,}5 \cdot z(1{,}75 - 1)}{z} = 49{,}65 \cdot 10^3\ \mathrm{N}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{49{,}65 \cdot 10^3}{4 \cdot 314} = 40\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot 20 \cdot \frac{40}{2{,}7} = 74{,}0\ \mathrm{mm} < l_{b,\min} = 200\ \mathrm{mm} < l_{b,eff} = 300 - 40 = 260\ \mathrm{mm}$$

Se determină momentele capabile ale secțiunii T cu diferite cantități de armătură întinsă, după care se calculează efortul de întindere din bare:

6ø20

$$\xi = \frac{A_{sl} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot 0{,}8 \cdot f_{cd}} = \frac{1884 \cdot 300}{2290 \cdot 440 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}67} = 0{,}04206$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot f_{cd} \cdot \xi(1 - 0{,}5\lambda \cdot \xi) b \cdot d^2 =$$

$$= 0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}04206(1 - 0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}04206)2290 \cdot 440^2 = 244{,}5 \cdot 10^6\ \mathrm{Nmm}$$

$$F_{td} = \frac{244{,}5 \cdot 10^6}{440 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}04206 \cdot 440} = 565\ \mathrm{kN}$$

5ø20

$$\xi = \frac{1570 \cdot 300}{2290 \cdot 440 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}67} = 0{,}03505$$

$$M_{Rd} = 0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}03505(1 - 0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}03505)2290 \cdot 440^2 = 204{,}32 \cdot 10^6\ \mathrm{Nmm}$$

$$F_{td} = \frac{204{,}32 \cdot 10^6}{440 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}03505 \cdot 440} = 478\ \mathrm{kN}$$

4ø20

$$\xi = \frac{1256 \cdot 300}{2290 \cdot 440 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}67} = 0{,}02804$$

$$M_{Rd} = 0{,}8 \cdot 16{,}67 \cdot 0{,}02804(1 - 0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}02804)2290 \cdot 440^2 = 163{,}93 \cdot 10^6\ \mathrm{Nmm}$$

$$F_{td} = \frac{163{,}93 \cdot 10^6}{440 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}02804 \cdot 440} = 376{,}8\ \mathrm{kN}$$

După cum se observă din figura 7.62 ridicarea celor două bare de ø20 din câmp reprezintă un salt mare în diagrama forței tăietoare capabilă, fără a fi nevoie însă de acest lucru. Manopera pentru îndoirea acestor armături nu se justifică. Mai de grabă exemplul precedent (pct. 7.1.6.2) unde forța tăietoare datorită forțelor concentrate din deschidere prezintă salturi importante (fig. 7.30) ar fi mai potrivit pentru o astfel de rezolvare, dar și în acel caz numai dacă sunt ridicate patru bare repartizate uniform între forță și reazem.

În continuare grinda GR1 se va arma la forță tăietoare numai cu etrieri, considerând pentru $ctg\theta = 1{,}75$ și etrieri ø10 la 250 mm.

$$V_{Rd,s}=\frac{2\cdot 78,5}{250}\cdot 0,9\cdot 440\cdot 309\cdot 1,75=134,5\cdot 10^3\ \text{N}=134,5\ \text{kN}$$

$$V_{Ed,A\,red}=132,4\ \text{kN}<V_{Rd,s}=134,5\ \text{kN}$$

- Reazemul B:

Forța tăietoare de calcul:

$$V_{Ed,B\,red}=V_{Ed,B}-\left[g_{1,d}+0,5\cdot\frac{0,59}{3}\left(g_{2,d}+q_d\right)\right](d+0,15)=234,9-8,1=226,8\ \text{kN}$$

$$V_{Rd,c}=0,12\cdot 1\cdot 1,67\cdot(100\cdot 0,017\cdot 25)^{1/3}\cdot 250\cdot 440=76,83\cdot 10^3\,\text{N}=76,83\ \text{kN}$$

$$\rho_l=\frac{6\cdot 314}{250\cdot 440}=0,017<0,02$$

$$V_{Rd,c\,\min}=41,54\ \text{kN}$$

$$V_{Rd,c}=76,8\ \text{kN}<V_{Ed,Bred}<V_{Rd,\max}\left(tg\theta=2,5\right)=307,3\ \text{kN}$$

Pentru raportul $\frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed,Bred}}=\frac{76,83}{226,8}=0,34$ conform relației (3.64) rezultă $ctg\theta=1,81$. În calcule însă vom considera $ctg\theta=1,75$.

Se determină forța tăietoare preluată de etrieri ø10 la 150 mm:

$$V_{Rd,s}=\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)\cdot z\cdot f_{ywd}\cdot ctg\theta=\frac{2\cdot 78,5}{150}\cdot 0,9\cdot 440\cdot 309\cdot 1,75=224,1\cdot 10^3\,\text{N}=224,1\ \text{kN}$$

Se calculează forța tăietoare minimă pe lungimea:

$$l=z\cdot\left(ctg\theta+ctg\alpha\right)=0,9\cdot 440\cdot(1,75+0)=700\ \text{mm}$$

$$V_{Ed}=234,9-\left[2,78+0,5\cdot\frac{0,7}{3}(42,04+72)\right]\cdot 0,7=223,6\ \text{kN}$$

$$V_{Ed}=223,6\ \text{kN}<V_{Rd,s}=224,1\ \text{kN}$$

Armăturile longitudinale la partea superioară a grinzii se vor aşeza pe un singur rând, 4 bare se poziționează în afara etrierilor (fig. 7.63), adică în placă. Armăturile din grinda GR2 se vor aşeza peste armăturile din grinda GR1.

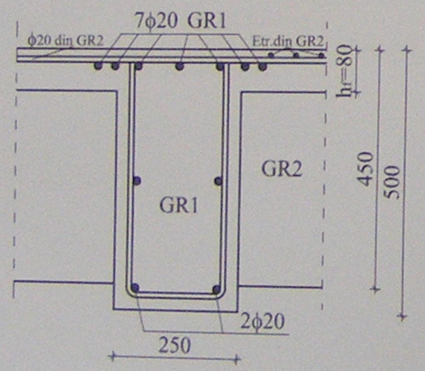


Figura 7.63 Aşezarea armăturilor de rezistență pe reazemul B

Considerând pentru etrierii din grinda GR2 un strat de acoperire redus de la 15 mm la 10 mm (considerând stratul de mozaic deasupra ca un strat protector) se obține înălțimea utilă:

$$d_{1,eff}=500-\left[(10+10)+10+20+\frac{20}{2}\right]=440\ \text{mm}$$

$$d_{2,eff}=35+\frac{20}{2}=45\ \text{mm}$$

Se determină momentele capabile pentru o secțiune dreptunghiulară cu diferite cantități de armătură întinsă, după care se calculează efortul de întindere din bare:

7ø20 $\xi=\frac{(A_{s1}-A_{s2})\cdot f_{yd}}{b\cdot d\cdot\lambda\cdot f_{cd}}=\frac{(7\cdot 314-628)\cdot 300}{250\cdot 440\cdot 0,8\cdot 16,67}=0,321$

$$M_{Rd}=\lambda\cdot f_{cd}\cdot\xi(1-0,5\lambda\cdot\xi)b\cdot d^2+A_{s2}\cdot f_{yd}(d-d_2)=$$

$$=0,8\cdot 16,67\cdot 0,321(1-0,8\cdot 0,5\cdot 0,321)250\cdot 440^2+628\cdot 300(440-45)=$$

$$=255,4\cdot 10^6\,\text{Nmm}=255,0\ \text{kNm}$$

$$F_{sd}=\frac{255,0\cdot 10^6}{440-0,5\cdot 0,8\cdot 0,321\cdot 440}=665,0\ \text{kN}$$

5ø20 $\xi=\frac{5\cdot 314\cdot 300}{250\cdot 440\cdot 0,8\cdot 16,67}=0,321$

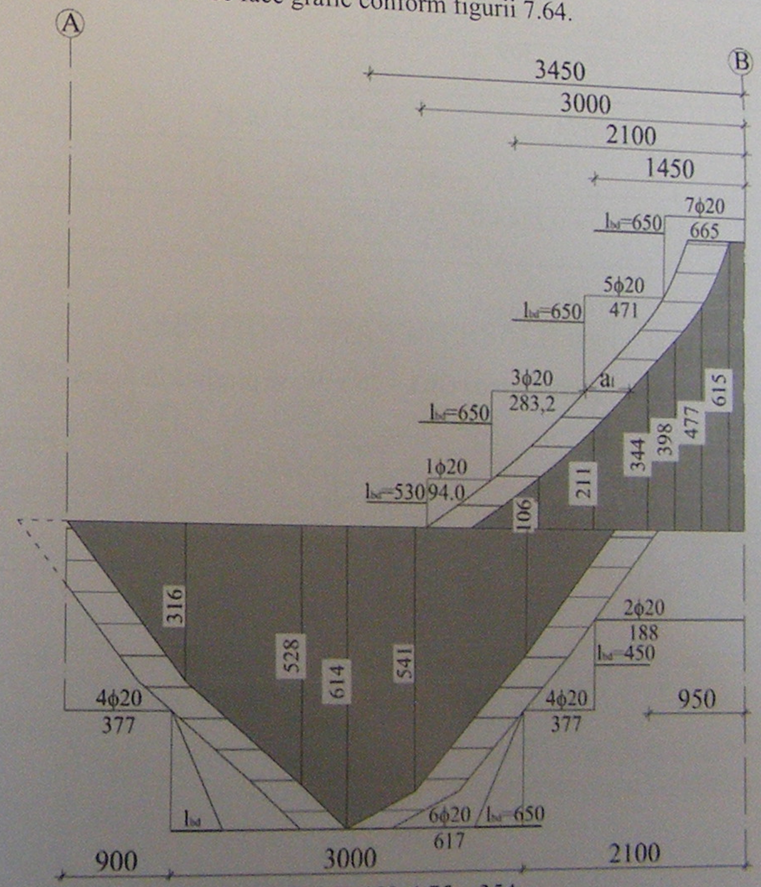
$$M_{Rd}=0,8\cdot 16,67\cdot 0,321(1-0,8\cdot 0,5\cdot 0,321)250\cdot 440^2=180,6\cdot 10^6\,\text{Nmm}=180,6\ \text{kNm}$$

$F_{sd}=471$ kN

3ø20 $M_{Rd}=115,0$ kNm, $F_{sd}=283,2$ kN

1ø20 $M_{Rd}=40,3$ kNm, $F_{sd}=94,0$ kN

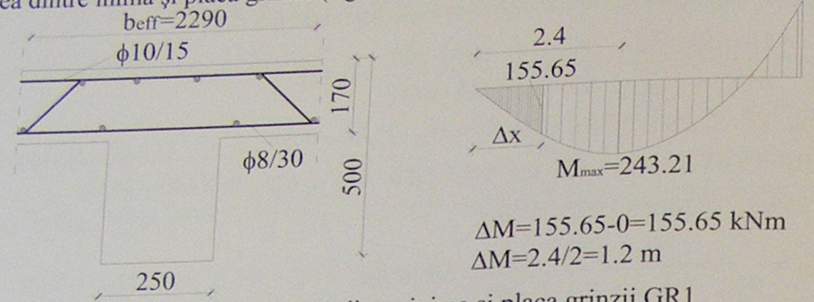
Stabilirea lungimii barelor se face grafic conform figurii 7.64.



$$a_l=0,5\cdot 0,9\cdot 450\cdot 1,75=354\ \text{mm}$$

Figura 7.64 Stabilirea lungimii barelor de rezistență

c) Forfecarea dintre inima şi placa grinzii (fig. 7.65):



ΔM=155.65-0=155.65 kNm
ΔM=2.4/2=1.2 m

Figura 7.65 Forfecarea dintre inima şi placa grinzii GR1

$$\Delta F_{cd,2} = \frac{1}{2}\cdot\frac{\Delta M}{z}\cdot\frac{b_{eff}-b}{b_{eff}} = \frac{1}{2}\cdot\frac{155,65}{0,95\cdot 0,44}\cdot\frac{2,29-0,25}{2,29} = 165,86 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \frac{\Delta F_{cd}}{h_f\cdot\Delta x} = \frac{165,86\cdot 10^3}{170\cdot 1200} = 0,813 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} < v\cdot f_{cd}\cdot\sin\theta_f\cdot\cos\theta_f = 0,54\cdot 16,67\cdot\sin 26,5^\circ\cdot\cos 26,5^\circ = 3,59 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} > 0,4 f_{ctd} = 0,4\cdot 1,2 = 0,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,f} = \frac{V_{Ed}\cdot h_f}{f_{yd}\cdot ctg\theta} = \frac{0,813\cdot 170}{309\cdot 2} = 0,224$$

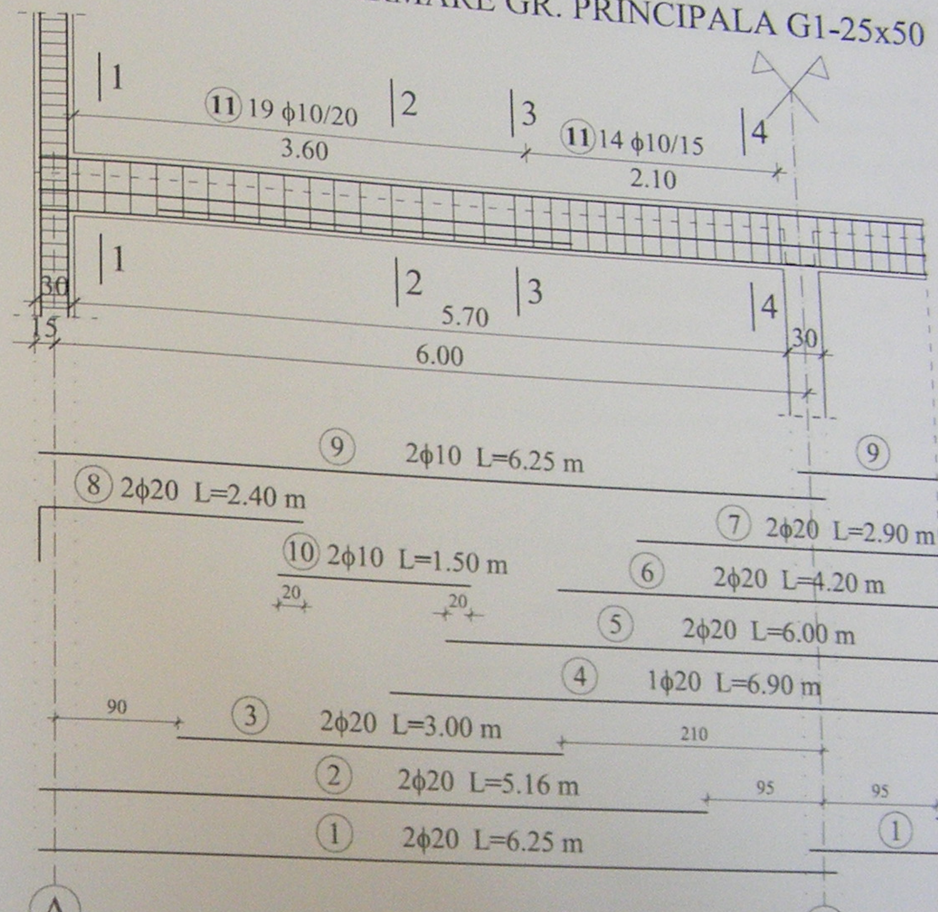
$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,i} = \frac{774}{1000} = 0,774$$

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,f} + \left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{nec,i} = 0,224 + 0,774 = 0,998$$

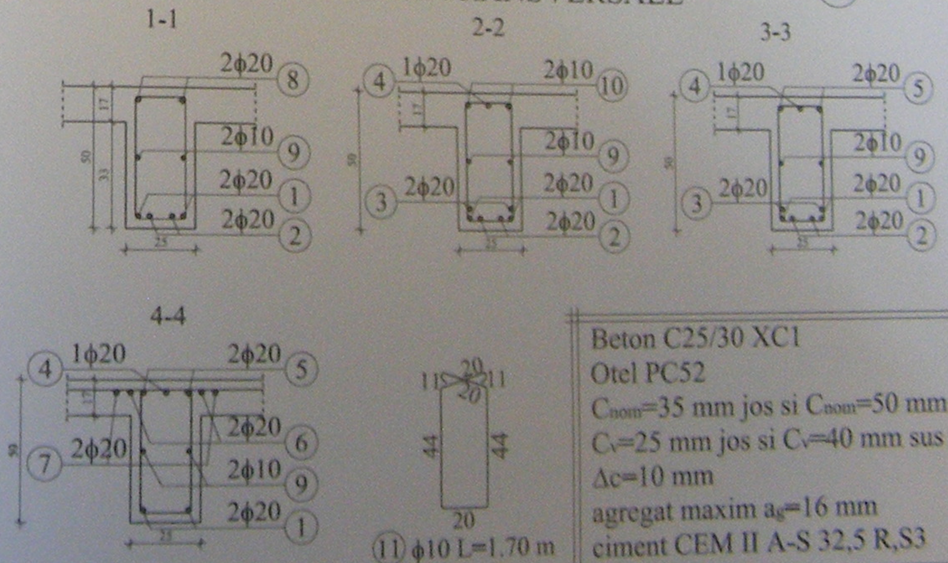
$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{eff} = \frac{785}{1000} + \frac{167,7}{1000} = 0,9527$$

Planul cofraj şi armarea pentru grinda GR1 – 25 x 50, se prezintă în figura 7.66.

PLAN COFRAJ SI ARMARE GR. PRINCIPALA G1-25x50



SECTIUNI TRANSVERSALE



Beton C25/30 XC1
Otel PC52
C_{nom}=35 mm jos si C_{nom}=50 mm sus
C_v=25 mm jos si C_v=40 mm sus
Δc=10 mm
agregat maxim a_g=16 mm
ciment CEM II A-S 32,5 R,S3

Notă: Cotele de la etrieri se măsoară în exterior
Figura 7.66 Plan cofraj şi armare grindă principală

7.2.4 Grinda longitudinală GR2-25x45

7.2.4.1 *Evaluarea încărcărilor și calculul static*

- Valorile caracteristice:
  - greutatea proprie grindă $g_{1k} = 0{,}25(0{,}45-0{,}17)\cdot 1\cdot 25 = 1{,}75$ kN/m
  - greutatea proprie placă și finisaje $g_{2k} = 5{,}19$ kN/m^2
  - încărcarea tehnologică $q_k = 8$ kN/m^2

- Valorile de calcul:

$$g_{1,d} = 1{,}35\cdot 1{,}75 = 2{,}36 \text{ kN/m}$$
$$g_{2,d} = 1{,}35\cdot 5{,}19 = 7{,}0 \text{ kN/m}^2$$
$$q_d = 1{,}50\cdot 8 = 12{,}0 \text{ kN/m}^2$$

Deschiderea de calcul sunt identice cu cele de la grinda transversală.

$$L_{eff} = 6{,}0 \text{ m}$$

Grinda longitudinală se calculează ca o grindă continuă cu cinci deschideri, ale cărei reazeme sunt stâlpii intermediari. Se obișnuiește ca în locul încărcărilor triunghiulare transmise de placă, (vezi anexa IX) să se considere în mod simplificat o încărcare uniform distribuită echivalentă pe grindă (fig. 7.67).

$$g = 2{,}36 + 0{,}25\cdot 7\cdot 6\cdot 2 = 23{,}36 \text{ kN/m}$$
$$p = 0{,}25\cdot 12\cdot 6\cdot 2 = 36{,}0 \text{ kN/m}$$

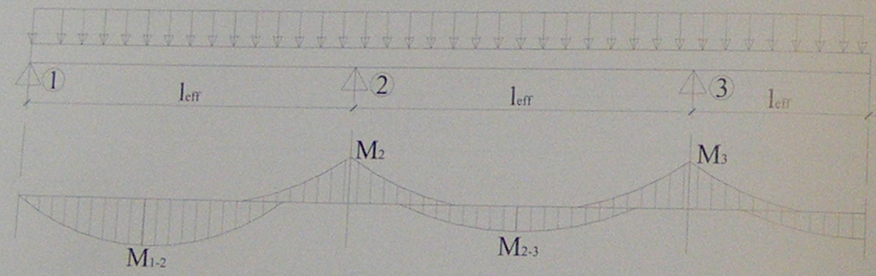


Figura 7.67 Schema statică pentru grinda GR2 – 25x45

$$M_{1-2} = \left(\frac{1}{12{,}8}g + \frac{1}{10}p\right)\cdot L_{eff}^2 = \left(\frac{1}{12{,}8}23{,}36 + \frac{1}{10}36{,}0\right)\cdot 6^2 = 195{,}3 \text{ kNm}$$

$$M_{3-4} = \left(\frac{1}{30{,}4}23{,}36 + \frac{1}{12{,}7}36{,}0\right)\cdot 6^2 = 108{,}10 \text{ kNm}$$

$$M_{2-3} = \left(\frac{1}{21{,}8}23{,}36 + \frac{1}{11{,}6}36{,}0\right)\cdot 6^2 = 150{,}3 \text{ kNm}$$

$$M_2 = -\left(\frac{1}{9{,}5}23{,}36 + \frac{1}{8{,}3}36{,}0\right)\cdot 6^2 = -244{,}67 \text{ kNm}$$

$$M_3 = -\left(\frac{1}{12{,}6}23{,}36 + \frac{1}{9}36{,}0\right)\cdot 6^2 = -210{,}74 \text{ kNm}$$

$$V_1 = (0{,}395\cdot 23{,}36 + 0{,}447\cdot 36{,}0)\cdot 6 = 151{,}9 \text{ kN}$$
$$V_{2,stg} = -(0{,}605\cdot 23{,}36 + 0{,}620\cdot 36{,}0)\cdot 6 = -218{,}86 \text{ kN}$$

$$V_{2,dr} = (0{,}526\cdot 23{,}36 + 0{,}598\cdot 36{,}0)\cdot 6 = 202{,}9 \text{ kN}$$
$$V_{3,stg} = -(0{,}474\cdot 23{,}36 + 0{,}576\cdot 36{,}0)\cdot 6 = -190{,}85 \text{ kN}$$
$$V_{3,dr} = (0{,}500\cdot 23{,}36 + 0{,}591\cdot 36{,}0)\cdot 6 = 197{,}7 \text{ kN}$$

Pentru că s-a folosit un calcul static simplificat nu se redistribuie momentele de pe reazeme. Se reduce momentul la fața reazemului aplicând ipotezele de la punctul II.4. (fig. 7.68, 7.69):

$$M_{Ed,B\,red} = -244{,}67 + 218{,}86\cdot 0{,}15 + 59{,}36\cdot\frac{0{,}15^2}{2} = 211{,}17 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,c\,red} = -210{,}74 + 172{,}43\cdot 0{,}15 + 59{,}36\cdot\frac{0{,}15^2}{2} = -184{,}21 \text{ kNm}$$

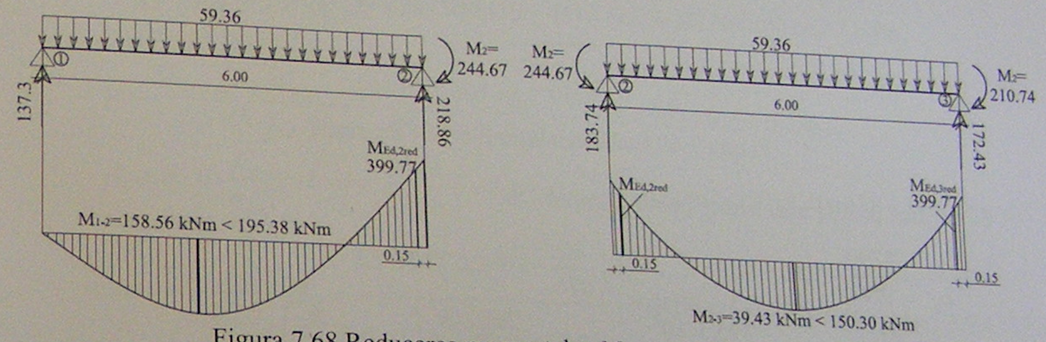


Figura 7.68 Reducerea momentelor $M_{Ed,2;Ed,3}$ la fața reazemului

7.2.4.2 *Dimensionarea armăturilor de rezistență*

a) La moment încovoietor:

Înălțarea utilă în câmpuri se obține pentru bare longitudinale ø20 și etrieri ø10, respectiv pentru o clasă de expunere XC1.

$$\left.\begin{aligned} c_v &= c_{\min,dur} + \Delta c_{tol} = 15 + 10 = 25 \text{ mm} \\ c_{nom,sl} &= c_{\min,b} + \Delta c_{tol} = 20 + 10 = 30 \text{ mm} \\ c_{nom,sl} &= c_v + \phi_w = 25 + 10 = 35 \text{ mm} \end{aligned}\right\} \Rightarrow c_{nom,sl} = 35\text{mm}$$

- pentru un rând de bare longitudinale

$$d = h - c_{nom,sl} - \phi_{1/2} = 450 - 35 - 20/2 = 405 \text{ mm}$$

- pentru două rânduri de bare longitudinale

$$d = h - c_{nom,sl} - (\phi_s + \phi_{1/2}) = 450 - 35 - (20 + 10) = 385 \text{ mm}$$

Se verifică dacă poziția armăturilor corespunde pentru o rezistență la foc de R60. Conform tabelului 6.3 pentru o grindă continuă cu $b \geq 200$ mm rezultă $a = 12 \text{ mm} < a_{eff} = 45$ mm pentru primul rând de armături.

Lățimea activă de placă în câmp (fig. 7.70) trebuie să respecte următoarele condiții:

$$b_{eff} \leq b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w < b = 6000 \text{ mm}$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0{,}2\cdot b_i + 0{,}1\cdot l_0 \leq 0{,}2\, l_0$$

- câmpul 1-2

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0{,}2\cdot 3000 + 0{,}1\cdot 5100 = 1110 \text{ mm} > 0{,}2\cdot l_0 = 1020 \text{ mm}$$

$l_0 = 0{,}85 \cdot L_{eff} = 0{,}85 \cdot 6000 = 5100$ mm

$b_{eff} = 2 \cdot 1020 + 250 = 2290$ mm

– câmpul 2-3 şi restul

$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0{,}2 \cdot 3000 + 0{,}1 \cdot 0{,}7 \cdot 6000 = 1020$ mm $> 0{,}2 \cdot l_0 = 840$ mm

$b_{eff} = 2 \cdot 840 + 250 = 1930$ mm

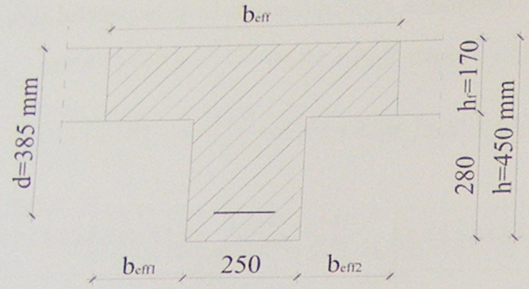


Figura 7.69 Stabilirea lăţimii active de placă

Se verifică poziţia axei neutre pentru câmpul 1-2:

$$\frac{b_{eff}}{b_w} = \frac{2290}{250} = 9{,}16 > 5$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,1-2}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{195{,}3 \cdot 10^6}{250 \cdot 385^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}316 < \frac{b_{eff}}{b_w} \cdot \frac{h_f}{d}\left(1 - 0.5 \cdot \frac{h_f}{d}\right) =$$

$$= \frac{2290}{250} \cdot \frac{170}{385}\left(1 - 0{,}5\frac{170}{385}\right) = 2{,}26$$

rezultă $x < h_f$

$$\mu = \frac{M_{Ed,1-2}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{195{,}3 \cdot 10^6}{2290 \cdot 385^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0344 < \mu_{\lim} = 0{,}403 \rightarrow \omega = 0{,}0352$$

$$A_{sl} = \omega \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}0352 \cdot 2290 \cdot 385 \cdot \frac{16{,}67}{300} = 1724 \text{ mm}^2,$$

$6\phi 20 \quad A_{s,eff} = 6 \cdot 314 = 1884 \text{ mm}^2$

Armăturile se aşează în secţiune ca şi la grinda GR1 (fig. 7.54).

– câmpul 2-3

$$\mu = \frac{150{,}0 \cdot 10^6}{1930 \cdot 405^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0285 \rightarrow \omega = 0{,}0290$$

$$A_{sl} = 0{,}0290 \cdot 1930 \cdot 405 \cdot \frac{16{,}67}{300} = 1260 \text{ mm}^2$$

$4\phi 20 \quad A_{s,eff} = 4 \cdot 314 = 1256 \text{ mm}^2$

– câmpul 3-4

$$\frac{b_{eff}}{b_w} = \frac{1930}{250} = 7{,}72 > 5 \Rightarrow x < h_f$$

$$\mu = \frac{108{,}1 \cdot 10^6}{1930 \cdot 405^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0205 \rightarrow \omega = 0{,}0207$$

$$A_{sl} = 0{,}0207 \cdot 1930 \cdot 405 \cdot \frac{16{,}67}{300} = 899{,}1 \text{ mm}^2,$$

$3\phi 20 \quad A_{s,eff} = 3 \cdot 314 = 942 \text{ mm}^2$

– reazemul 2

$M_{Ed,2\,red} = 211{,}17$ kNm

$A_{s2} = 3 \cdot 314 = 942 \text{ mm}^2$

$$d = 450 - \left[(10+10) + 10 + \frac{20}{2}\right] = 410 \text{ mm}$$ pentru etrieri $c_v = 20$ mm

$d_2 = 35 + 20/2 = 45$ mm

$M_{Rd,2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2}(d - d_2) = 628 \cdot 300(410 - 45) = 68{,}77 \cdot 10^6$ Nmm $= 68{,}77$ kNm

s-a propus $\sigma_{s2} = f_{yd}$

$$\mu = \frac{M_{Ed,2\,red} - M_{Rd,2}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{211{,}17 \cdot 10^6 - 68{,}77 \cdot 10^6}{250 \cdot 410^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}203 \rightarrow \xi = 0{,}2862$$

$$A_{s1} = \lambda \cdot \eta \cdot \frac{f_{cd}}{\sigma_{s1}} \cdot \xi \cdot b \cdot d + A_{s2} \cdot \frac{\sigma_{s2}}{\sigma_{s1}} = 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{16{,}67}{300} \cdot 0{,}2862 \cdot 250 \cdot 410 + 628 = 1932{,}0 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu}\left(\xi - \frac{d_2}{d}\right)}{\xi} \cdot E_s = \frac{3{,}5 \cdot 10^{-3}\left(0{,}2862 - \frac{45}{410}\right)}{0{,}2862} \cdot 200000 = 431{,}55 \text{ N/mm}^2 > f_{yd} \Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$6\phi 20 \quad A_{s,eff} = 6 \cdot 314 = 1884 \text{ mm}^2$

$A_{s1} - A_{s,eff} = 1932 - 1884 = 48 \text{ mm}^2$

$$p = \frac{48}{1932}100 = 2{,}5\% < 3{,}0\%$$ admis în proiectare

– reazemul 3

$M_{Ed,3\,red} = 172{,}43$ kNm

$A_{s2} = 628 \text{ mm}^2 \quad (2\phi 20)$

$M_{Rd,2} = 68{,}77$ kNm

$$\mu = \frac{172{,}43 \cdot 10^6 - 68{,}77 \cdot 10^6}{250 \cdot 410^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}148 \rightarrow \xi = 0{,}2012$$

$$A_{s1} = 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{16{,}67}{300} \cdot 0{,}2012 \cdot 250 \cdot 410 + 628 = 1545{,}0 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{s2} = \frac{3{,}5 \cdot 10^{-3}\left(0{,}2012 - \frac{45}{410}\right)}{0{,}2012} \cdot 200000 = 318{,}14 \text{ N/mm}^2 > f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$$

$5\phi 20 \quad A_{s,eff} = 5 \cdot 314 = 1570 \text{ mm}^2$

b) La forţă tăietoare:

$V_{Ed,1} = 151{,}9$ kN

$V_{Ed,1\,red} = 151{,}9 - (0{,}405 + 0{,}15)59{,}36 = 127{,}0$ kN

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k(100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b \cdot d =$$

$$= 0{,}12 \cdot 1 \cdot 1{,}70 \cdot (100 \cdot 0{,}0124 \cdot 16{,}67)^{1/3} \cdot 250 \cdot 405 = 56{,}69 \cdot 10^3 \text{ N} < V_{Ed,red}$$

$\sigma_{cp} = 0$ forța axială;

$\eta = 1{,}0$ pentru beton greu;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{405}} = 1{,}70 < 2{,}0$$

$$\rho_l = \frac{4 \cdot 314}{250 \cdot 405} = 0{,}0124$$ (se opresc două bare înainte de reazem rămânând numai patru bare longitudinale)

$$V_{Rd,c\min} = \left(v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b \cdot d = 0{,}035 \cdot 1{,}7^{3/2}\sqrt{25} \cdot 250 \cdot 405 = 39{,}27 \cdot 10^3 \text{ N} < V_{Rd,C}$$

Se aleg etrieri ø10 la 250 mm și $ctg\theta = 1{,}75$ pentru care capacitatea portantă rezultă la valoarea:

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = \frac{2 \cdot 78{,}5}{250} \cdot 0{,}95 \cdot 405 \cdot 300 \cdot 1{,}75 = 120{,}2 \cdot 10^3 \text{ N} = 120{,}2 \text{ kN}$$

Ținând cont de cele arătate în figura 7.70 la distanța $l = 0{,}95 ctg\theta = 650$ mm, de la marginea reazemului, forța tăietoare de solicitare rezultă $V_{Ed} = 114 \text{ kN} < V_{Rd,s}$.

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot \upsilon_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{ctg\theta + 1/ctg\theta} = 1{,}0 \cdot 250 \cdot 0{,}9 \cdot 405 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot \frac{1}{1{,}75 + 1/1{,}75} =$$

$$= 353{,}36 \cdot 10^3 \text{ N} = 353{,}36 \text{ kN} > V_{Ed,1} = 151{,}9 \text{ kN}$$

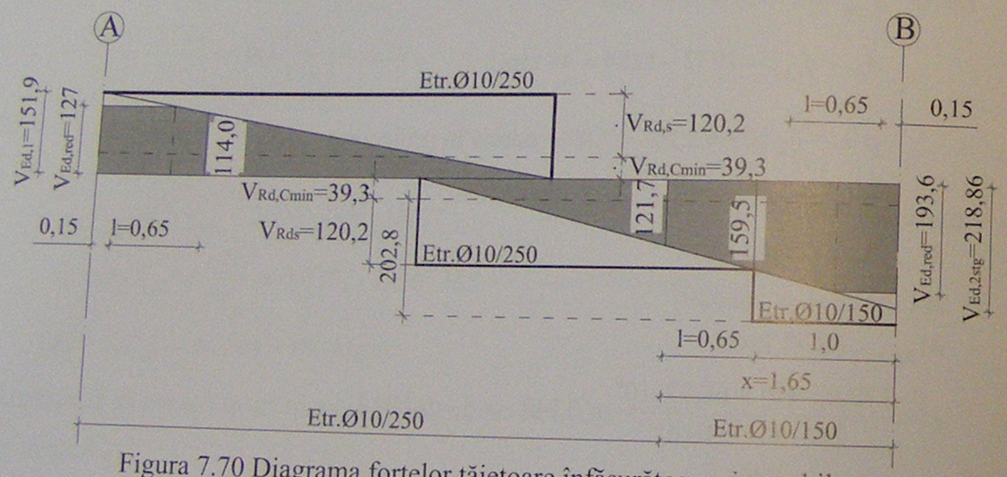


Figura 7.70 Diagrama forțelor tăietoare înfășurătoare și capabile

$$V_{Ed,2stg} = 218{,}86 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2stg} = 218{,}86 - (0{,}410 + 0{,}15) \cdot 59{,}36 = 193{,}6 \text{ kN}$$

$V_{Ed,2stg} > V_{Rd,C} = 63{,}8$ kN (s-a considerat 4 călăreți ancorați în secțiunea I-I din fig. 3.19)

Se aleg etrieri ø10 cu două ramuri de forfecare $A_{sw} = 2 \cdot 78{,}5 = 157 \text{ mm}^2$ din oțel PC52 la distanța $s = 150$ mm $(ctg\theta = 1{,}75;\ z = 0{,}95d)$

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = \frac{157}{150} \cdot 0{,}9 \cdot 410 \cdot 300 \cdot 1{,}75 = 202{,}8 \cdot 10^3 \text{ N} = 202{,}8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2red} = 193{,}6 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 202{,}8 \text{ kN}$$

Modul de alegere al unghiului θ s-a explicat în cadrul problemei 7.1. Pentru etrierii constructivi se alege ø10/250.

$$V_{Rd,s} = \frac{157}{250} \cdot 0{,}9 \cdot 410 \cdot 300 \cdot 1{,}75 = 121{,}7 \cdot 10^3 \text{ N} = 121{,}7 \text{ kN}$$

Se determină poziția secțiunii de unde se vor așeza etrierii la distanța de 250 mm.

$$121{,}7 = 218{,}86 - 59{,}36 \cdot x \Rightarrow x \cong 1{,}65 \text{ m}$$

$$V_{Rd,\max} = 1 \cdot 250 \cdot 0{,}9 \cdot 410 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot \frac{1}{1{,}75 + 1/1{,}75} =$$

$$= 357{,}7 \cdot 10^3 \text{ N} = 357{,}7 \text{ kN} > V_{Ed,stg} = 218{,}86 \text{ kN}$$

Pentru reazemul 3 nu se mai efectuează calculul la forță tăietoare; se adoptă o armare transversală ø10/150 pe o lungime de 1,0 m într-o parte și cealaltă a reazemului.

7.2.4.3 *Ancorarea armăturilor longitudinale și stabilirea lungimilor*

La reazemul marginal cele șase bare longitudinale ø20 se ancorează la o forță de întindere:

$$F_E = \frac{V_{Ed,1} \cdot a_l}{z} = \frac{151{,}9 \cdot 10^3 \cdot 0{,}875 \cdot z}{z} = 132{,}9 \text{ kN}$$

$$a_l = 0{,}5 \cdot z(ctg\theta - ctg\alpha) = 0{,}5 \cdot z(1{,}75 - 0) = 0{,}875 \cdot z$$

$$\sigma_{sd} = \frac{132{,}9 \cdot 10^3}{4 \cdot 314} = 70{,}5 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot \phi_s \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 0{,}25 \cdot 20 \cdot \frac{70{,}5}{2{,}7} = 131 \text{ mm} < l_{bd,eff} = 260 \text{ mm}$$

Lățimea efectivă de ancorare pe reazemul marginal este $300 - 40 = 260$ mm, adică lățimea reazemului din care se scade stratul de acoperire de 40 mm pe partea exterioară a clădirii. Nu este nevoie de calculul coeficienților de reducere α_i.

Pe reazemul central se vor duce dincolo de marginea reazemului câte două bare ø20 din ambele direcții.

Barele care se opresc în câmp au lungimea de ancorare de bază: în funcție de poziția lor pe înălțimea grinzii.

– la partea inferioară:

$$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot 20 \cdot \frac{300}{2{,}7} = 556 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 0{,}9 \cdot 0{,}8 \cdot 556 = 400 \text{ mm}$$

– la partea superioară:

$$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot 20 \cdot \frac{300}{1{,}89} = 794 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 0{,}9 \cdot 0{,}8 \cdot 794 = 572 \text{ mm}$$

Coeficientul α_i se determină în mod acoperitor pentru barele longitudinale indiferent de poziția lor în grindă.

$$\alpha_1 = 1{,}0$$

$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot \frac{33 - 20}{20} = 0{,}9$$

$$\alpha_3 = 1 - 0{,}05 \cdot \frac{3 \cdot 2 \cdot 78{,}5 - 0{,}25 \cdot 5 \cdot 314}{20} = 0{,}8$$

$$\alpha_4 = \alpha_5 = 1{,}0$$

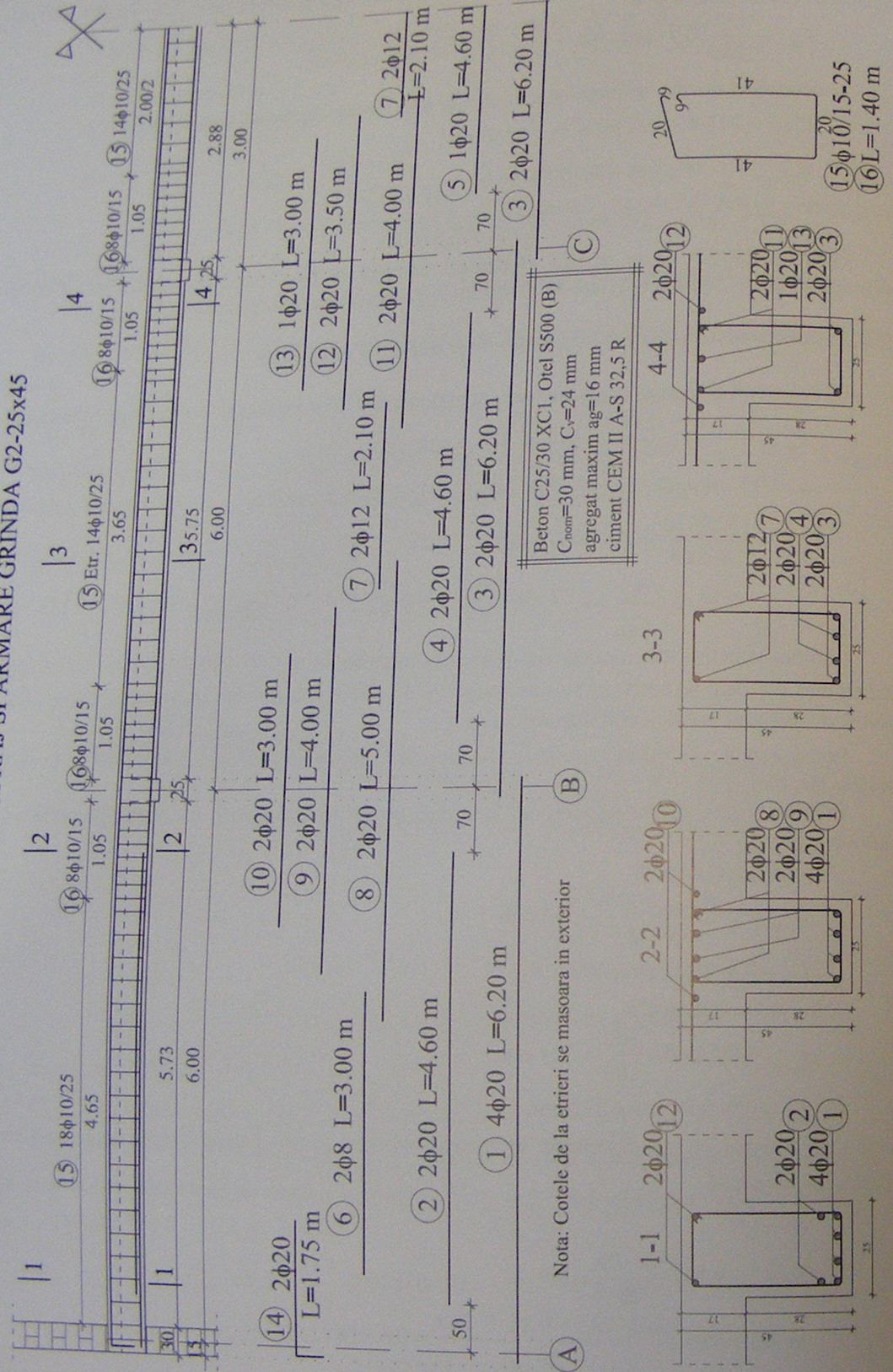


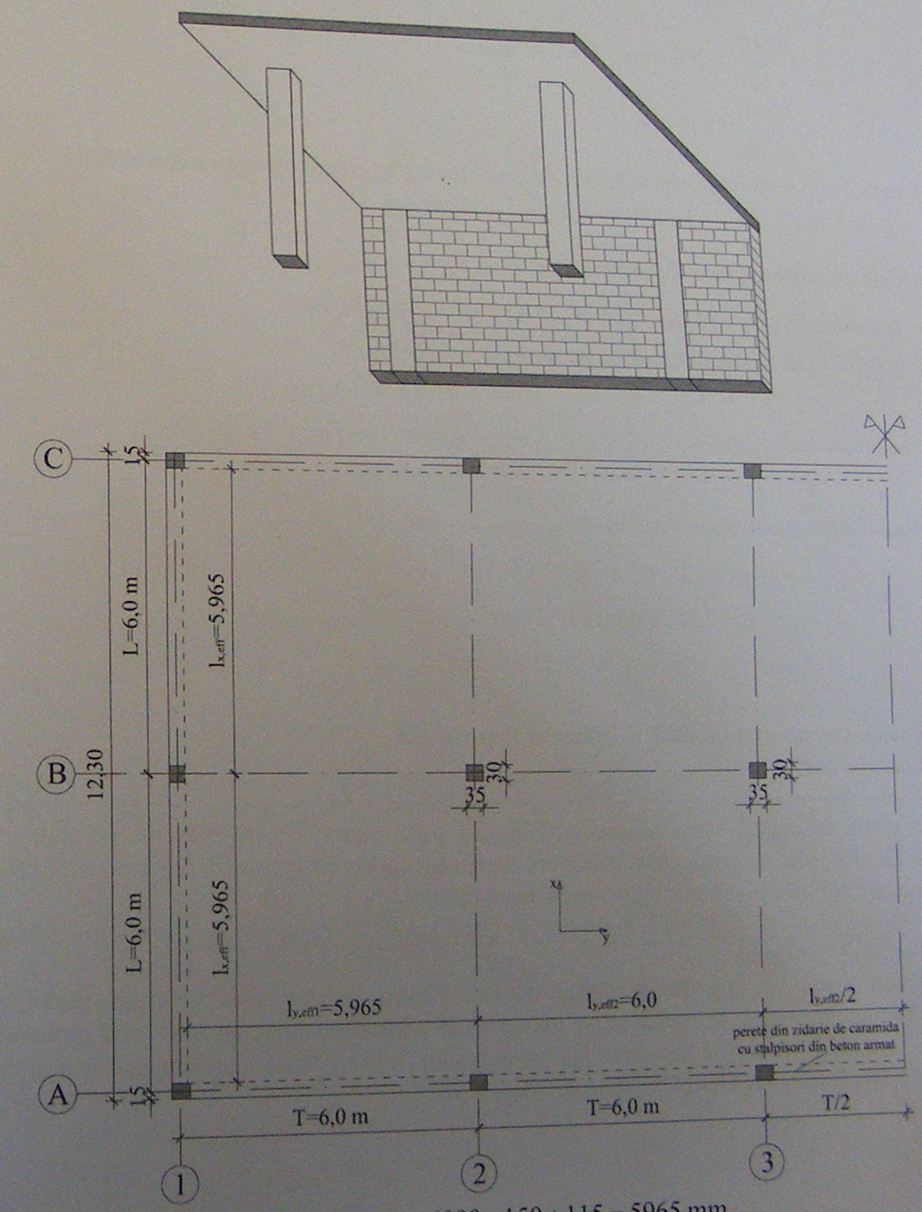
Figura 7.71 Plan cofraj și armare grinda secundară

7.3 Planşeu curent fără grinzi

7.3.1 Date de proiectare

Se cere proiectarea planşeului intermediar de la exemplul 7.1 în varianta planşeu dală (fig. 7.72):

- pardoseală din mozaic pe şapă $g_k = 0{,}94\ \text{kN/m}^2$;
- încărcarea tehnologică $q_k = 8{,}0\ \text{kN/m}^2$;
- rezistența la foc 60 minute R60;
- clasa de expunere la condiții de mediu XC1;
- beton clasa C25/30;
- oțel tip S500.



$$l_{x,eff,1} = l_{y,eff,2} = 6000 - 150 + 115 = 5965 \text{ mm}$$

Figura 7.72 Planşeu dală

Rezistențele betonului: $f_{ck} = 25\ \text{N/mm}^2$; $f_{cd} = \alpha_{cc}\dfrac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16{,}67\ \text{N/mm}^2$, $(\alpha_{cc} = 1, \gamma_c = 1{,}5)$

Rezistențele oțelului: $f_{yk} = 500\ \text{N/mm}^2$; $f_{yd} = \dfrac{f_{yk}}{1{,}15} = 435\ \text{N/mm}^2$

7.3.2. Evaluarea acțiunilor

Grosimea dalei trebuie să respecte următoarele condiții:

$$\left.\begin{aligned} h &\geq h_{min} = 200\ \text{mm} \\ h &\geq \frac{l}{30} = \frac{6000}{30} = 200\ \text{mm} \\ h &\geq \frac{l}{\gamma} = \frac{6000}{25{,}20} = 230\ \text{mm} \end{aligned}\right\} \quad h = 240\ \text{mm}$$

Coeficientul γ se obține din condiția de a nu efectua un calcul de deformație al dalei

$$\gamma = 1{,}4\left(11 + 1{,}4\sqrt{f_{ck}}\right) = 1{,}4\left(11 + 1{,}4\sqrt{25}\right) = 25{,}20\ \text{mm}$$

- Valorile caracteristice ale încărcărilor:

– greutatea proprie a plăcii $0{,}24\ \text{m} \cdot 25\ \text{kN/m}^3 = 6{,}00\ \text{kN/m}^2$

– greutatea pardoselii din mozaic pe șapă $0{,}94\ \text{kN/m}^2$

Total: $g_k = 6{,}94\ \text{kN/m}^2$

– încărcarea tehnologică $q_k = 8{,}0\ \text{kN/m}^2$

- Valorile de calcul ale încărcărilor:

$$g_d = \gamma_G \cdot g_k = 1{,}35 \cdot 6{,}94 = 9{,}37\ \text{kN/m}^2$$
$$q_d = \gamma_Q \cdot q_k = 1{,}50 \cdot 8{,}0 = 12{,}0\ \text{kN/m}^2$$
$$\text{Total} \quad p_d = g_d + q_d = 21{,}37\ \text{kN/m}^2$$

7.3.3. Proiectarea planșeului dală la moment încovoietor

7.3.3.1 *Calculul static*

Din punct de vedere static planșeele dală sunt plăci continue care reazemă pe stâlpi. Spre deosebire de planșeele cu grinzi unde placa are un rol secundar, iar elemente portante sunt grinzile, în cazul planșeelor dală placa este singurul element portant.

În calcule placa se consideră împărțită în două tipuri de fâșii: fâșiile de reazem (deasupra stâlpilor) și fâșiile de câmp.

Calculul static se face în domeniul elastic. Pentru determinarea valorilor maxime ale momentelor încovoietoare, în câmp și pe reazeme, se consideră schemele cele mai defavorabile (conform fig. 7.29). Valorile maxime ale momentelor înfășurătoare obținute cu ajutorul unui program de calcul adecvat sunt prezentate în figura 7.73.

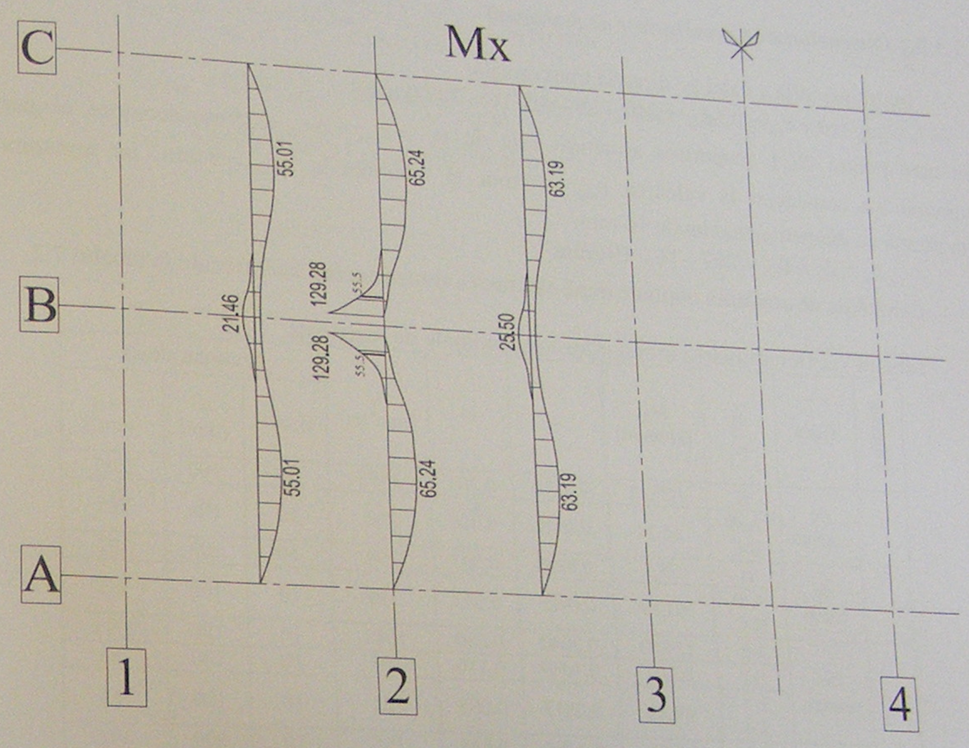


Figura 7.73 Diagrame înfășurătoare M_{Ed} [kNm/m] pentru fâșiile de reazem, și fâșiile de câmp, pe cele două direcții

7.3.3.2 *Dimensionarea armăturilor de rezistență*

Înălțimea utilă a dalei pe direcția transversală:

$$d_x = h - c_{v,l} - 0{,}5\phi_{s,l} = 240 - 25 - 0{,}5 \cdot 16 = 207{,}0 \text{ mm}$$

în care pentru XC1 acoperirea armăturii este de $c_{v,l} = c_{\min} + \Delta c_{tot} = 25$ mm deoarece acoperirea minimă s-a considerat la valoarea $c_{\min} = 16$ mm și toleranța la $\Delta c_{tol} = 9$ mm, iar armătura de rezistență cu diametrul maxim de 16 mm.

$$d_y = d_x - \phi_{s,l} = 207 - 16 = 191 \text{ mm}$$

Cantitățile de armătură obținute după efectuarea dimensionării sunt trecute în tabelul 7.2.

Tabelul 7.2 Determinarea armăturilor longitudinale de rezistență

Direcția	Fâșia	Locul	M_{Ed} [kNm/m]	μ	ω	A_{sl} [mm²/m]	Armătura aleasă		
							ϕ[mm]	s [mm]	$A_{sl,eff}$ [mm²]
x	de reazem	B	129,28	0,1810	0,201	1595	16	100	2011
		A-B B-C	65,24	0,0910	0,096	762	10	100	785
	de câmp	B	25,5	0,0360	0,037	294	10	200	392
		A-B B-C	63,19	0,0985	0,093	738	10	100	785
y	de reazem	2-3	124,03	0,2040	0,230	1683	16	100	2011
		1-2	63,02	0,1040	0,110	805	10	100	785
		2-3 3-4	49,42	0,0813	0,085	622	10	100	785
	de câmp	2-3	28,24	0,0464	0,048	351	10	200	392
		1-2	54,52	0,0900	0,0945	692	10	100	785
		2-3 3-4	37,94	0,0624	0,065	476	10	100	785

La partea inferioară a plăcii ca și armătură minimă de rezistență s-a ales ϕ10, iar distanța dintre bare s-a considerat la s = 100 mm.

La partea superioară, peste stâlpii intermediari, pe o porțiune de $2 \cdot 0{,}125 \cdot l_n = 1500$ mm s-a ales o armare ø16/100 în conformitate cu figura 5.32a, iar până la completarea fâșiei de $0{,}5 \cdot l_n = 3000$ mm s-au ales bare ø12/100. Pentru ambele direcții s-a ales acest mod de armare. În rest se vor așeza armături constructive ø10/200.

7.3.4. Verificarea la străpungere

7.3.4.1 *Stabilirea forței de străpungere V_{Ed}*

Valoarea maximă se obține pentru stâlpul B-2 (fig. 7.59):

$$V_{Ed} = p_d\left(0{,}6l_{x,eff} + 0{,}6l_{x,eff}\right) \cdot \left(0{,}6l_{y,eff,1} + 0{,}5l_{y,eff,2}\right) =$$

$$= 21{,}37 \cdot 1{,}2 \cdot 5{,}965\left(0{,}6 \cdot 5{,}965 + 0{,}5 \cdot 6\right) = 990{,}35 \text{ kN}$$

7.3.4.2 *Perimetrul de control*

$$d = 0{,}5\left(d_x + d_y\right) = 0{,}5\left(207 + 191\right) = 199 \text{ mm}$$

Se verifică dacă cu dimensiunile stâlpului de 300 x 350 sunt satisfăcute limitele efortului unitar de străpungere:

$$u_0 = 2\left(300 + 350\right) = 1300 \text{ mm}$$

$\beta = 1{,}15$ pentru stâlp intermediar (vezi fig. 3.57)

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = 1{,}15\frac{990{,}35 \cdot 10^3}{1300 \cdot 189} = 4{,}64 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,\max} = 0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0{,}5 \cdot 0{,}6\left(1 - \frac{25}{200}\right)16{,}67 = 4{,}376 \text{ N/mm}^2$$, pt. ν vezi relația 3.58

$$v_{Ed} = 4{,}64 \text{ N/mm}^2 > V_{Rd,\max} = 4{,}376 \text{ N/mm}^2$$

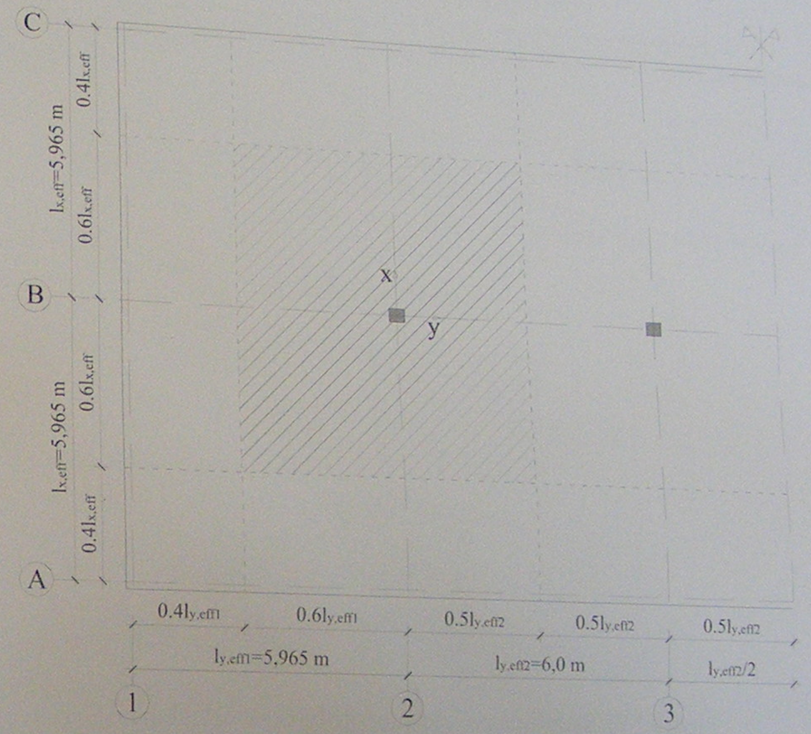


Figura 7.74 Suprafața care se descarcă pe stâlpul B2

După cum se observă efortul unitar de străpungere pentru un stâlp de 300 x 350 mm este mai mare decât capacitatea portantă maximă a dalei. Situația se poate rezolva prin:

- creșterea grosimii dalei la 250 mm;
- utilizarea unei clase mai mari de beton C30/35 sau chiar C40/45;
- mărirea perimetrului stâlpului.

Din punct de vedere economic cea mai bună este soluția cu stâlpi mai mari, dacă condițiile arhitecturale și tehnologice permit acest lucru.

Se alege pentru stâlpi secțiunea transversale de 500 x 500 mm pentru care:

$$u_0 = 2\left(500 + 500\right) = 2000 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = 990{,}35 - 0{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 21{,}37 = 985{,}0 \text{ kN}$$

$$v_{Ed,0} = 1{,}15 \cdot \frac{985{,}0 \cdot 10^3}{2000 \cdot 199} = 2{,}85 \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,\max} = 4{,}376 \text{ N/mm}^2$$

Perimetrul de bază de control se obține la distanța $2d = 378$ mm de la fața stâlpului (fig. 7.76)

$$u_1 = 2\left(2 \cdot 500 + \pi \cdot 2d\right) = 2\left(1000 + \pi \cdot 2 \cdot 199\right) = 4499 \text{ mm}$$

iar efortul unitar de străpungere:

$$v_{Ed,1} = 1{,}15 \cdot \frac{985{,}0 \cdot 10^3}{4499 \cdot 199} = 1{,}1 \text{ N/mm}^2$$

7.3.4.3 *Capacitatea la străpungere a dalei fără armătură specifică*

$$v_{Rd,c} = c_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot K\left(100\rho_l \cdot f_{ck}\right)^{1/3} + K_1 \cdot \sigma_{cp} = 0{,}12 \cdot 1 \cdot 2\left(100 \cdot 0{,}0011 \cdot 25\right)^{1/3} = 0{,}725\ \mathrm{N/mm^2}$$

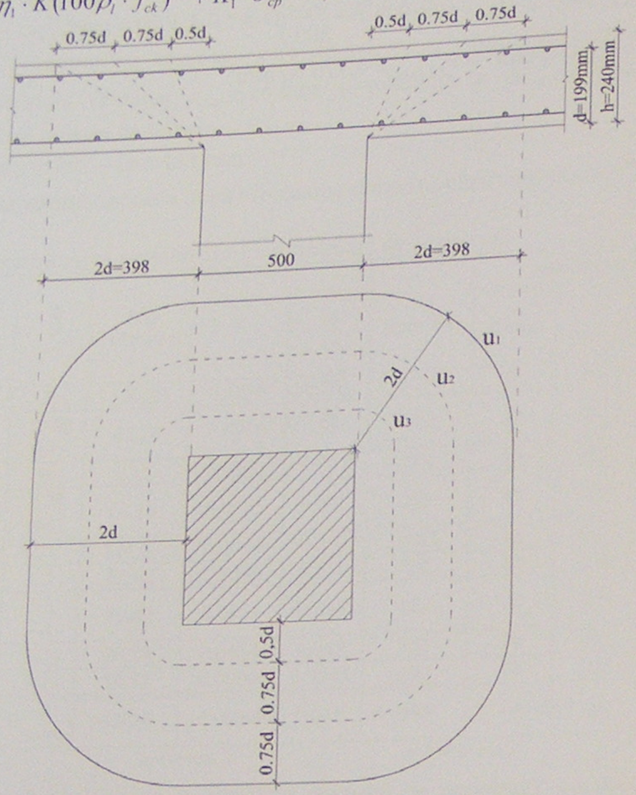


Figura 7.75 Stabilirea perimetrului de bază de calcul u_1

în care: $c_{Rd,c} = \dfrac{0{,}18}{\gamma_c} = \dfrac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$

$\eta_1 = 1$ pentru beton greu

$k = 1 + \sqrt{\dfrac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\dfrac{200}{199}} = 2{,}00$

$$\left.\begin{aligned} \rho_{lx} &= \frac{18 \cdot 201}{(500 + 2 \cdot 3 \cdot 199)199} = 0{,}011 \\ \rho_{ly} &= \frac{18 \cdot 201}{(500 + 2 \cdot 3 \cdot 199)199} = 0{,}011 \end{aligned}\right\} \rho_l = \sqrt{\rho_{lz} \cdot \rho_{ly}} = 0{,}011 < 0{,}02$$

$\sigma_{cp} = 0$

$v_{\min} = 0{,}035 \cdot K^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0{,}035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0{,}495\ \mathrm{N/mm^2}$

$v_{Rd,c} = 0{,}725\ \mathrm{N/mm^2} > v_{\min} = 0{,}495\ \mathrm{N/mm^2}$

Deoarece este satisfăcută inegalitatea:

$v_{Rd,c} < v_{Ed,1} < v_{Rd,\max}$

este nevoie de armătură transversală pentru preluarea forței de străpungere.

Conturul de calcul de unde nu este nevoie de armătură se determină cu relația:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{V_{Rd,c} \cdot d} = \frac{1{,}15 \cdot 985{,}0 \cdot 10^3}{0{,}725 \cdot 199} = 7851\ \mathrm{mm}$$

$$r = \frac{u_{out,ef}}{2\pi} = \frac{7851{,}0}{2\pi} = 1250\ \mathrm{mm}$$

7.3.4.4 *Calculul armăturilor transversale necesare la străpungere*

Aria armăturii de străpungere în jurul stâlpului pentru diferite perimetre se obține cu relația (3.150) pusă sub forma:

$$A_{sw,i} = \left(v_{rd,i} - 0{,}75 \cdot v_{Rd,c}\right) \cdot \frac{u_i \cdot s_r}{1{,}5 \cdot f_{ywd,ef}}$$

$s_r = 150\ \mathrm{mm} \cong 0{,}75d = 0{,}75 \cdot 199 = 149{,}25\ \mathrm{mm}$

$f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25d = 250 + 0{,}25 \cdot 199 = 300\ \mathrm{N/mm^2} < f_{yd} = 435\ \mathrm{N/mm^2}$

Se consideră perimetrul la $0{,}5d$:

$u_1 = 2\left(2 \cdot 500 + \pi \cdot 0{,}5 \cdot 199\right) = 2625\ \mathrm{mm}$

$$v_{Ed,1} = \frac{1{,}15 \cdot 985{,}0 \cdot 10^3}{2625 \cdot 199} = 2{,}17\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$A_{sw,1} = \left(2{,}17 - 0{,}75 \cdot 0{,}725\right) \cdot \frac{2625 \cdot 150}{1{,}5 \cdot 300} = 1422\ \mathrm{mm^2}$$

Se consideră perimetrul la $1{,}25d$:

$u_2 = 2\left(2 \cdot 500 + \pi \cdot 1{,}25 \cdot 199\right) = 3562\ \mathrm{mm}$

$$v_{Ed,2} = \frac{1{,}15 \cdot 985{,}0 \cdot 10^3}{3562 \cdot 199} = 1{,}6\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$A_{sw,2} = \left(1{,}6 - 0{,}75 \cdot 0{,}725\right) \cdot \frac{3562 \cdot 150}{1{,}5 \cdot 300} = 1267\ \mathrm{mm^2}$$

Se consideră perimetrul la $2d$:

$u_3 = 4499\ \mathrm{mm}$

$v_{Ed,3} = 1{,}1\ \mathrm{N/mm^2}$

$$A_{sw,3} = \left(1{,}1 - 0{,}75 \cdot 0{,}725\right) \cdot \frac{4499 \cdot 150}{1{,}5 \cdot 297} = 842{,}6\ \mathrm{mm^2}$$

Aria minimă a unei bere transversale (dorn sau ramura unui etrier) se obține cu relația (5.28):

$$A_{sw,\min} = 0{,}053 \cdot s_r \cdot s_t \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0{,}053 \cdot 150 \cdot 2 \cdot 199 \cdot \frac{\sqrt{25}}{500} = 31{,}64\ \mathrm{mm^2}$$

Perimetrul exterior până unde se prevede armătură transversală se află la $320\ \mathrm{mm} < 1{,}5d \cong 300\ \mathrm{mm}$ spre stâlp măsurat de la $r = 1250\ \mathrm{mm}$ (fig. 7.76):

$u_{ext} = 2\left(1250 - 320\right)\pi = 5840\ \mathrm{mm}$

Numărul minim de bare transversale pe perimetrul exterior u_{ext} respectiv u_1.

$$n_{ext} = \frac{u_{ext}}{2d} = \frac{5840}{2 \cdot 199} = 14{,}67$$

$$n_1 = \frac{u_1}{1{,}5d} = \frac{4499}{1{,}5 \cdot 199} = 15{,}07$$

Dacă se folosesc, ca și armătură de străpungere, dornuri cu capete ambutisate se aleg piese PEIKKO tip PSB cu două bare ø12 și trei bare ø10 fixate cu platbandă la partea superioară și așezate în linie. Pe contur se așează 16 rânduri de dornuri conform figurii 7.76.

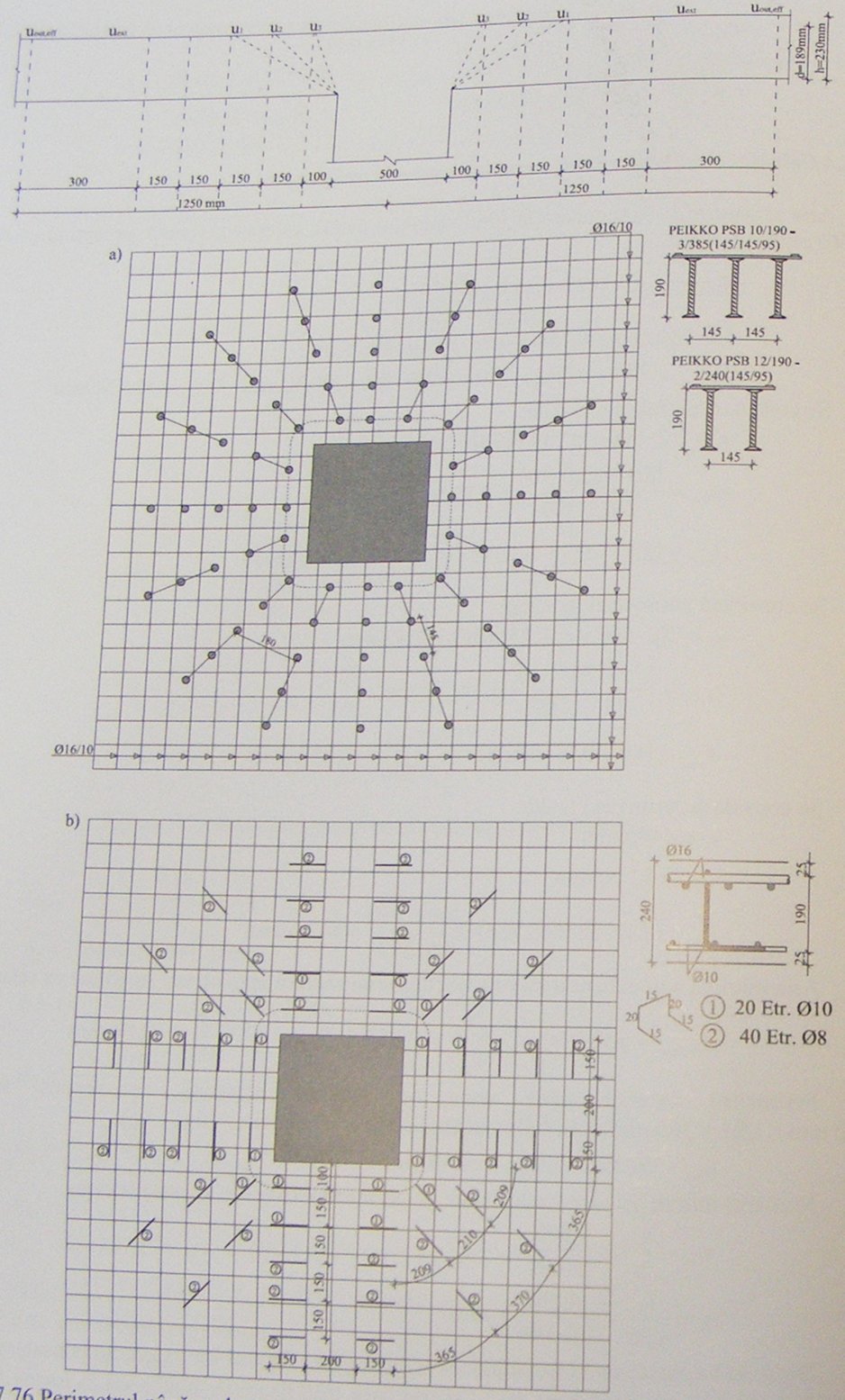


Figura 7.76 Perimetrul până unde se așează armăturile transversale necesare la străpungere: a) varianta de armare cu dornuri; b) cu etrieri

La alegerea tipului de armătură pentru străpungere (dornuri, etrieri sau bare înclinate) trebuie să se țină cont de grosimea dalei. Dacă dala are o grosime mai mică de 250 mm se recomandă utilizarea dornurilor prevăzute la capete cu ancoraje, deoarece la plăcile mai subțiri ancorarea armăturilor de străpungere sub formă de etrieri este mai dificilă. Dornurile, deși mai scumpe, sunt mai utile pentru că traversează întreaga placă și se montează ușor, după realizarea carcaselor de armătură longitudinală. Cu toate că dornurile de pe cercurile extreme sunt ancorate mai puțin, au o eficiență mult mai mare decât etrierii (sub formă de capră) așezați între armăturile longitudinale de la partea superioară și inferioară a dalei.

Pe desenele de execuție trebuie să se atragă atenția că dacă stâlpii se toarnă într-o etapă precedentă turnării dalei, partea superioară a stâlpilor trebuie să fie sub limita inferioară a plăcii și trebuie să se toarnă într-o secțiune plană fără eventuale conicități.

Turnarea dalei trebuie să fie continuă, dacă totuși este nevoie de un rost tehnologic acestea nu poate fii în dreptul stâlpilor. În rost trebuie să se prevadă o plasă specială de continuizare.

7.3.4.5 *Ancorarea armăturilor*

Pe reazemul marginal lungimea de ancorare se determină pentru forța de întindere:

$$F_{Ed} = V_{Ed}\frac{d}{z} \cong 1{,}1\,V_{Ed} \quad , \quad V_{Ed} = 21{,}37 \cdot 0{,}4 \cdot 5{,}965 = 50{,}99\,\text{kN/m}$$

$$F_{Ed} = 1{,}1 \cdot 50{,}99 = 56{,}0\ \text{kN/m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{56{,}0 \cdot 10^3}{5 \cdot 78{,}5} = 142{,}7\ \text{N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 0{,}25 \cdot 10 \cdot \frac{142{,}7}{2{,}7} = 132{,}0\ \text{mm}$$

Lățimea efectivă de ancorare este $l_{bd,eff} = 300 - 25 = 275\ \text{mm} > l_{b,rqd} = 132\ \text{mm}$.

În câmp la partea superioară pentru $\phi 16$ și condiții bune de aderență:

$$\sigma_{sd} = f_{yd}\frac{A_{s,nec}}{A_{s,ef}} = 435\frac{1595}{2011} = 345\ \text{N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 0{,}25 \cdot 16 \cdot \frac{345}{2{,}7} = 511{,}0\ \text{mm}$$

$$\alpha_1 = 1{,}0 \quad , \quad \alpha_2 = 1 - 0{,}15\frac{25-16}{16} = 0{,}92 \quad , \quad \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1{,}0$$

$$l_{b,d} = 0{,}92 \cdot 511 = 470\ \text{mm}.$$

Suprapunerea armăturilor longitudinale la partea inferioară a dalei:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 0{,}775 \cdot 1{,}5 \cdot 101 = 117\ \text{mm} < l_{0,\min} = 200\ \text{mm}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot \frac{25-10}{10} = 0{,}775 \quad , \quad \alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_4 = 1{,}0 \quad , \quad \alpha_6 = 1{,}5$$

$$l_{b,rqd} = 0{,}25 \cdot 10 \cdot \frac{0{,}25 \cdot 435}{2{,}7} = 101\ \text{mm}.$$

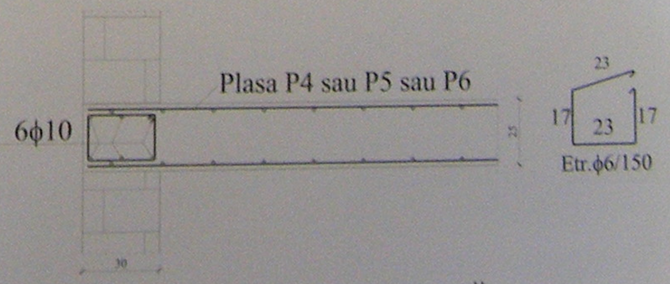


Figura 7.77 Armarea centurii

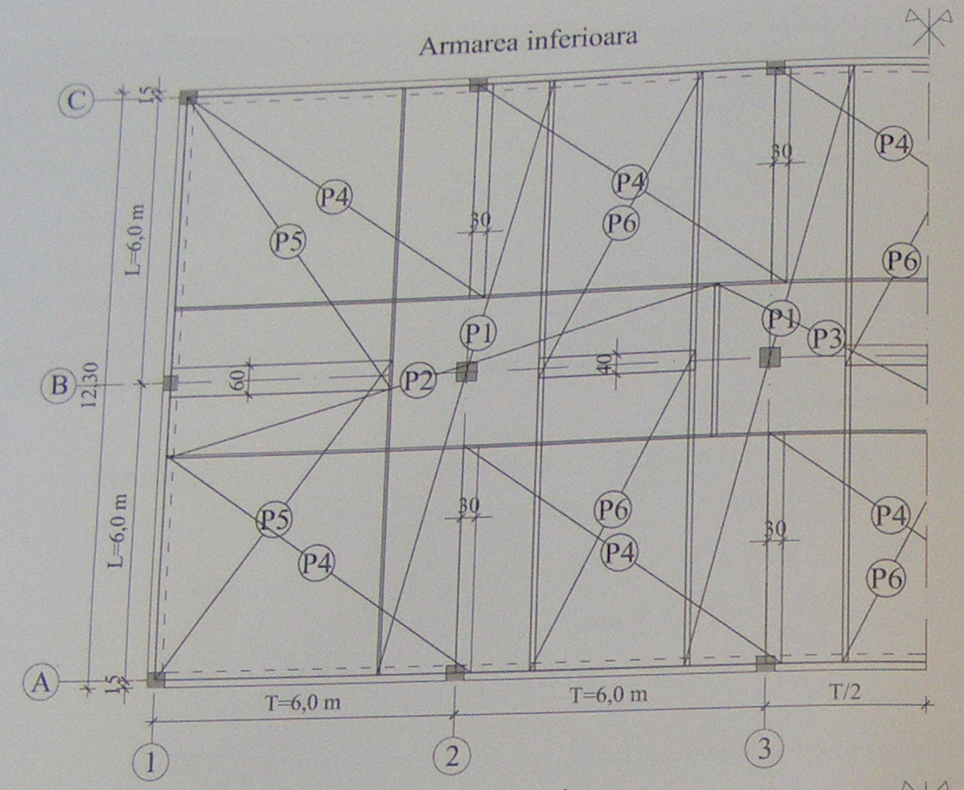


Figura 7.78 Plan armare dală

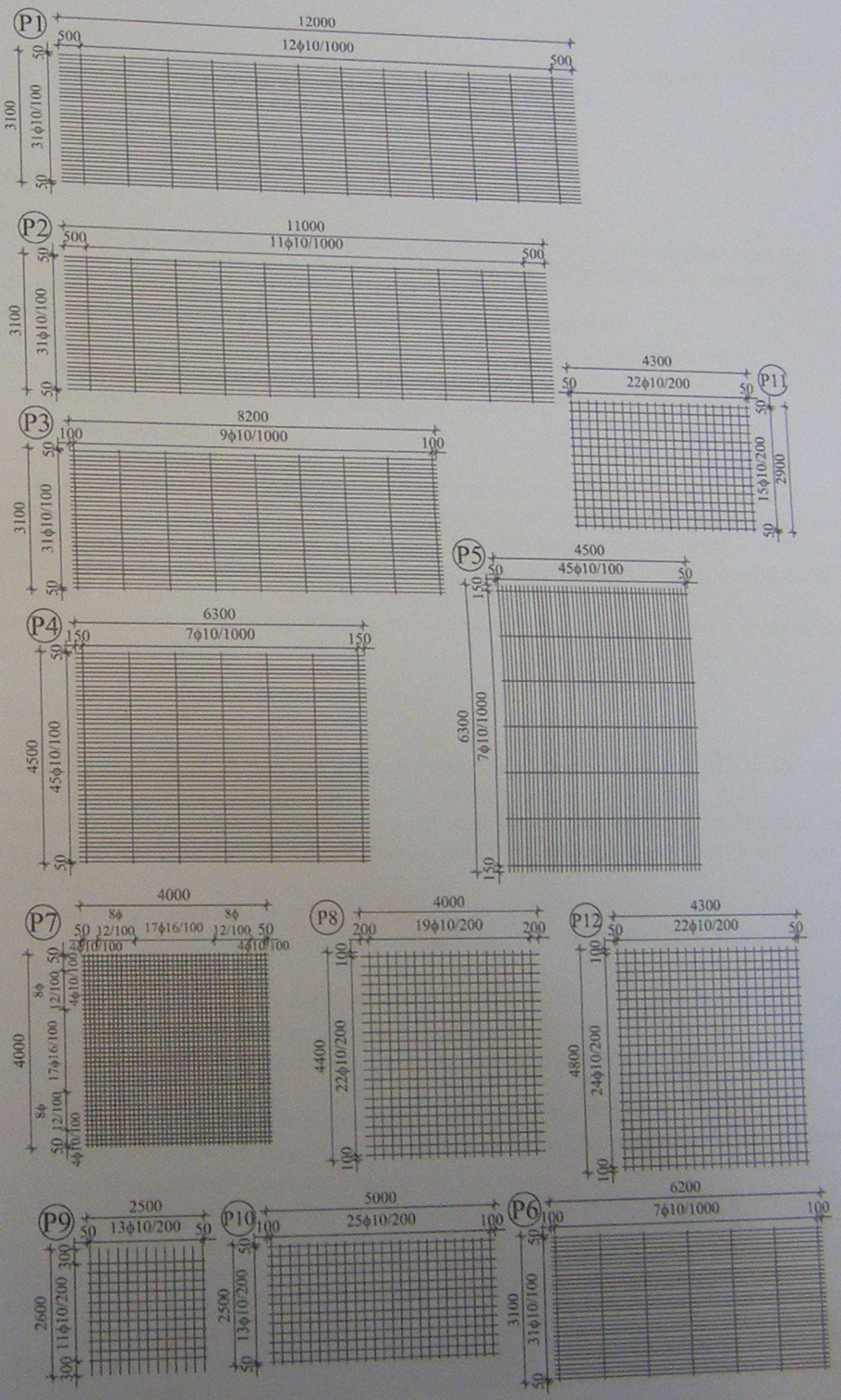


Figura 7.79 Plase legate sau sudate din oțel S500

CERINȚE DE DURABILITATE

I.1 Generalități

O construcție, pe durata timpului planificat de exploatare, trebuie să îndeplinească cerințele de serviciu, rezistență și stabilitate fără pierderi semnificative a proprietăților de utilizare sau să necesite o întreținere excesivă.

Cauzele care produc deteriorarea construcțiilor din beton armat sunt:

- exploatarea necorespunzătoare a structurilor (suprasarcinile, impactul, oboseala);
- procesele fizice (fisurarea betonului, înghețul, agenții dejivranți, eroziunea);
- procesele chimice (atacul acizilor, sulfaților și alcaliilor);
- procesele biologice;
- coroziunea armăturii.

Măsurile care trebuie luate împotriva deteriorării premature a structurilor din beton armat sau precomprimat se referă la aspectele de proiectare, procesele de execuție, condițiile de exploatare și tehnicile de protecție după cum urmează: concepția structurală, alegerea calității materialelor, detalii de execuție (ex. stratul de acoperire cu beton, etc.), execuția lucrărilor, controlul calității și măsuri speciale în exploatare (ex. tencuială, protecție catodică, etc.).

Protecția necesară a structurii trebuie stabilită luând în considerare destinația acesteia, durata de viață anticipată și condițiile de mediu.

I.2 Clase de expunere

Pentru ca o structură să-şi atingă durata de viață cerută trebuie luate măsuri adecvate pentru a proteja fiecare element al ei împotriva acțiunilor aferente mediului înconjurător.

Sunt definite șase clase de expunere cu cel mult patru trepte de expunere în cadrul fiecărei clase. O parte dintre aceste clase de expunere se referă la posibilele efecte asupra armăturilor din beton (tab. I.1):

- Clasa de expunere XO se referă la elemente de beton simplu care nu sunt expuse la nici un fel de atac al mediului înconjurător sau la elementele de beton armat aflate într-un mediu foarte uscat.
- Clasa de expunere XC (coroziunea datorită carbonatării);
- Clasa de expunere XD (coroziune indusă de cloruri din sare);
- Clasa de expunere XS (coroziune datorită clorurilor din apa de mare sau briză de aer de mare).

O altă parte se referă la diverse atacuri ale mediului asupra betonului (tab. I.2):

- Clasa de expunere XF (îngheț cu/fără acțiunea materialelor pentru combaterea poleiului);
- Clasa de expunere XA (atacuri chimice).

În situații speciale (ex. structuri temporare sau monumentale, structuri supuse unor acțiuni extreme sau neobișnuite, etc.) se pot lua în considerare și alte cerințe pe baza unor norme speciale.

Deşi în EC2 sunt trecute numai șase clase de expunere în cele mai multe țări există și o clasă de expunere suplimentară care se referă la uzura betonului (tab. I.3) și anume:

- Clasa de expunere XM (abraziune mecanică).

După cum se observă un element de construcție se poate încadra simultan în mai multe clase de expunere. De exemplu un perete la o clădire de locuit (fig. I.1) la interior este încadrat în clasa de expunere XC1, iar la exterior la clasele de expunere XC4 și XF1. Evident că se va alege varianta

cea mai defavorabilă pentru care se va stabili clasa minimă de beton şi stratul maxim de acoperire cu beton.

Tabelul I.1. Clase de expunere cu posibile efecte asupra armăturilor din beton

	Simbol Clasă	Descrierea mediului	Exemple informative unde clasa de expunere poate fi considerată	Clasa minimă de beton
Fără risc de coroziune sau atac	X0	Pentru beton fără armătură sau metal înglobat: în orice mediu în afară de cazurile în care avem îngheţ/dezgheţ, abraziune sau atac chimic. Pentru beton armat sau cu metal înglobat: în mediu foarte uscat.	Beton în interiorul clădirilor cu umiditatea în aer foarte scăzută.	C 12/15 LC 12/13
Coroziunea datorită carbonatării	XC1	Uscat sau permanent ud	Beton în interiorul clădirilor cu umiditatea în aer scăzută. Beton submersibil în apă.	C 20/25 LC 20/22
	XC2	Ud, rareori uscat	Suprafaţa elementului de beton având contact de lungă durată cu apa. Anumite fundaţii.	C 25/30 LC 25/28
	XC3	Umiditate moderată	Beton în interiorul clădirilor cu umiditate moderată sau ridicată. Beton în exteriorul clădirilor ferit de ploaie.	C 30/37 LC 30/33
	XC4	Cicluri alternante umed/uscat	Suprafaţa elementului de beton este în contact cu apa, nu aşa mult timp ca şi la clasa de expunere XC2.	C 30/37 LC 30/33
Coroziunea datorită clorurilor	XD1	Umiditate moderată	Suprafaţa betonului expusă clorurilor din aer.	C 30/37 LC 30/33
	XD2	Ud, rareori uscat	Piscine pentru înot Elemente de beton expuse la ape industriale ce conţin cloruri.	C 30/37 LC 30/33
	XD3	Cicluri alternante umed/uscat	Părţi de poduri expuse stropilor de apă cu conţinut de cloruri. Trotuare. Dale pentru parcări.	C 35/45 LC 35/38
Coroziunea datorită clorurilor din apa de mare	XS1	Expunere la sarea din aer, dar nu în contact direct cu apa de mare	Structuri apropiate sau pe coastă.	C 30/37 LC 30/33
	XS2	Permanent sub apă	Părţi de structuri marine.	C 35/45 LC 35/38
	XS3	Zone stropite de valuri	Părţi de structuri marine.	C 35/45 LC 35/38

Exemple de încadrare sunt prezentate în figura I.1 pentru o clădire de locuit, iar în figura I.2 pentru o construcţie industrială amplasată lângă mare sau într-o altă zonă şi pentru o parcare subterană.

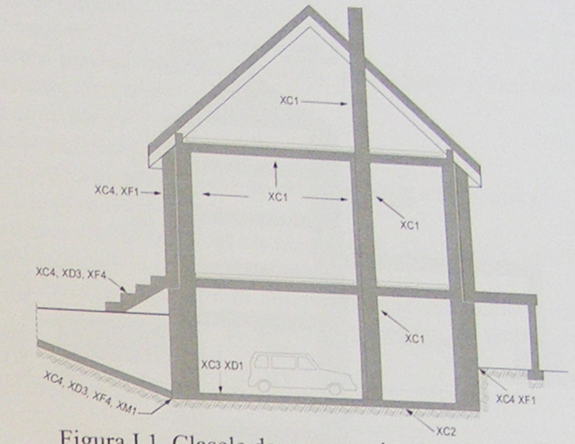


Figura I.1. Clasele de expunere la o clădire civilă

Tabelul I.2. Clase de expunere cu posibile efecte asupra betonului

	Simbol Clasă	Descrierea mediului	Exemple informative unde clasa de expunere poate fi considerată	Clasa minimă de beton
Îngheţ/Dezgheţ	XF1	Saturaţie moderată de apă fără agenţi anti-îngheţ	Suprafeţe verticale de beton expuse ploii şi îngheţului	C 30/37 LC 30/33
	XF2	Saturaţie moderată de apă cu agenţi anti-îngheţ	Suprafeţele verticale de beton a structurilor de drumuri expuse la îngheţ şi la agenţii anti-îngheţ din aer	C 25/30 LC 25/28
	XF3	Saturaţie mare de apă fără agenţi anti-îngheţ	Suprafeţe orizontale de beton expuse ploii şi îngheţului	C 30/37 LC 30/33
	XF4	Saturaţie mare de apă cu agenţi anti-îngheţ sau apă de mare	Drumuri şi poduri expuse agenţilor anti-îngheţ. Suprafeţe de beton expuse stropirii cu agenţi anti-îngheţ si îngheţului. Zonele stropite ale structurilor marine expuse îngheţului.	C 30/37 LC 30/33
Atac chimic	XA1	Mediu cu agresivitate chimică scăzută	Soluri naturale şi apa freatica.	C 30/37 LC 30/33
	XA2	Mediu cu agresivitate chimică moderată	Soluri naturale şi apa freatica.	C 30/37 LC 30/33
	XA3	Mediu cu agresivitate chimică ridicată	Soluri naturale şi apa freatica.	C 35/45 LC 35/38

Tabelul I.3 Expunerea betonului la uzură prin abraziune

	Simbol Clasă	Grad de uzură	Exemple informative unde clasa de expunere poate fi considerată	Clasa minimă de beton
Uzura betonului	XM1	normală	Pardoseli industriale (purtate sau portante) expuse circulaţiei vehiculelor mici cu pneuri	C 30/37 LC 25/30
	XM2	puternică	Pardoseli industriale (purtate sau portante) expuse la circulaţia motostivuitoarelor cu pneuri	C 35/45 LC 30/37
	XM3	foarte puternică	Pardoseli industriale (purtate sau portante) expuse la circulaţia motostivuitoarelor cu roţi din elastomer sau metal; utilaje cu şenile; Abraziune prin aluviuni la construcţii hidrotehnice şi bazine de liniştire.	C 35/45 LC 30/37

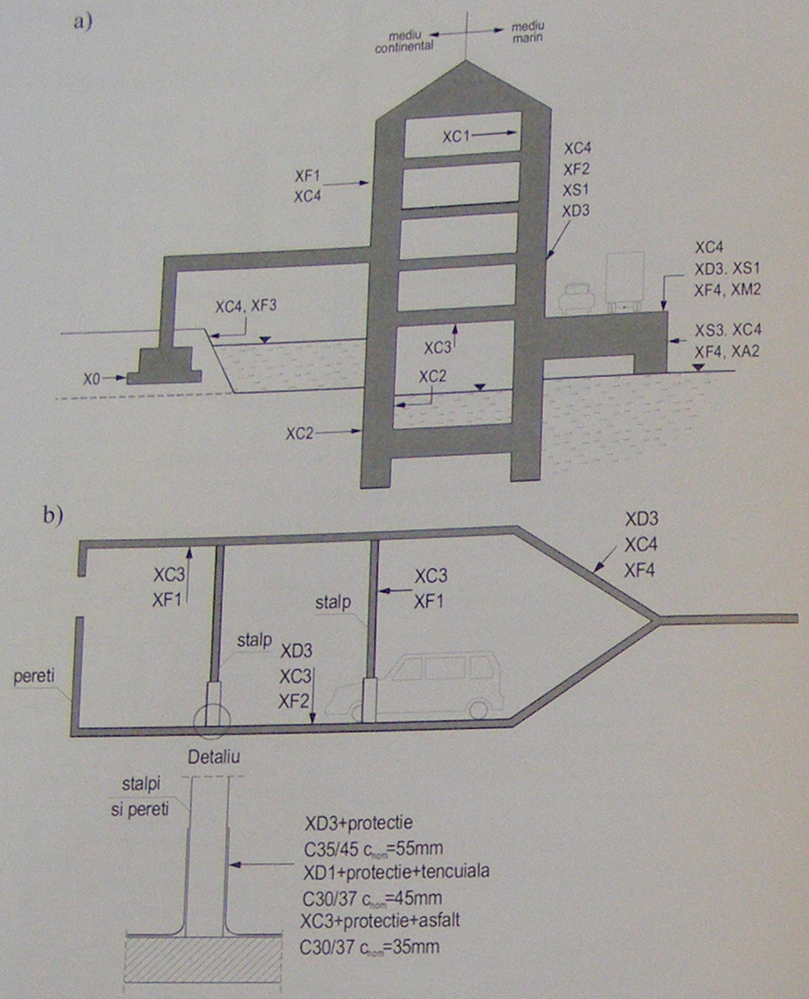


Figura I.2. Clase de expunere pentru o construcție industrială (a) și o parcare subterană (b)

Sarcina proiectantului este să stabilească cât mai corect clasa de expunere în funcție de condițiile mediului înconjurător în care se află elementul de construcție.

I.3 Cerințe minime la stabilirea compoziției betonului

Betonul poate fi realizat pe baza unor compoziții stabilite în două moduri principale:
- amestecul de beton proiectat la stație de producător;
- amestecul de beton prescris de către proiectant și/sau utilizator.

Alegerea componenților se face pe baza unor amestecuri preliminare stabilite și verificate de către un laborator autorizat.

În cazul amestecului proiectat pentru o anumită clasă de expunere, trebuie specificate următoarele date de bază:
- clasa de rezistență;
- dimensiunea maximă a granulei agregatelor;
- consistența betonului proaspăt;

- dozajul minim de ciment;
- raportul A/C maxim.

În anumite cazuri privind condițiile speciale de utilizare a betonului trebuie specificate caracteristici suplimentare, cum ar fi:
- tipul și clasa cimentului;
- conținutul de aer antrenat din betonul proaspăt;
- rezistența la penetrarea apei (gradul de permeabilitate a betonului);
- condiții speciale pentru agregate;

Cimenturile utilizate curent sunt reglementate de SR ENV 197-1 (tab. I.4) dar se pot folosi și alte cimenturi speciale fabricate la cerere.

Componentele principale care intră în compoziția cimentului sunt clincherul Portland, zgură granulată de furnal, puzzolane naturale și industriale, cenușă de termocentrală, șisturi calcinate, calcare, praf de siliciu, filere.

Tabelul I.4 Tipuri de cimenturi

Tipul cimentului			Componente principale (fără clincher)	
Tipuri principale	Denumire	Simbol	Denumirea	procente în masă
CEM I	Ciment Portland	CEM I	-	0
CEM II	Ciment Portland cu zgură	CEM II/A-S	Zgură granulată de furnal (S)	6…20
		CEM II/B-S		21…35
	Ciment Portland cu silice	CEM II/A-D	silice ultrafină (D)	6…10
	Ciment Portland cu puzzolană	CEM II/A-P	puzzolana naturala (p)	6…20
		CEM II/B-P		21…35
		CEM II/A-Q	puzzolana calcinată (Q)	6…20
		CEM II/B-Q		21…35
	Ciment Portland cu cenușă zburătoare	CEM II/A-V	cenușă zburătoare silicoasă (S)	6…20
		CEM II/B-V		21…35
		CEM II/A-W	cenușă zburătoare calcică (W)	6…20
		CEM II/B-W		21…35
	Ciment Portland cu șist calcinat	CEM II/A-T	Șist calcinat (T)	6…20
		CEM II/B-T		21…35
	Ciment Portland cu calcar	CEM II/A-L	Calcar cu carbon organic nu depășește 0,5% (L)	6…20
		CEM II/B-L		21…35
		CEM II/A-LL	Calcar cu carbon organic nu depășește 0,2% (LL)	6…20
		CEM II/B-LL		21…35
	Ciment Portland compozit	CEM II/A-M	Toate componentele sunt posibile (S,D,P,Q,V,W,T,L,LL)	6…20
		CEM II/B-M		21…35
CEM III	Ciment de furnal	CEM III/A	Zgură granulată de furnal (S)	36…65
		CEM III/B		66…80
		CEM III/C		81…95
CEM IV	Ciment puzzolanic	CEM IV/A	Puzzolană (D,P,Q,V)	11…35
		CEM IV/B		36…55
CEM V	Ciment compozit	CEM V/A	Zgură granulată (S) și puzzolnă (P,Q,V)	18…30
		CEM V/B		31…50

Fiecare tip de ciment cu adaosuri se produce în mai multe variante de compoziție, care se diferențiază prin procentele de clincher și celelalte componente principale.

Se pot defini trei clase de rezistență (tab. I.5) pentru cimenturi și la fiecare clasă în funcție de rezistența inițială se distinge o clasă uzuală (N) și una cu rezistență inițială mare (simbolizată R).

Pentru obținerea unor clase mai mari de rezistență la beton se recomandă folosirea cimentului de clasă superioară și a aditivilor reducători de apă. În cazul în care temperatura în timpul turnării este scăzută, se vor folosi cimenturile cu întărire rapidă (R) și aditivii acceleratori, iar în cazul turnării pe timp călduros, cimenturile cu întărire lentă și aditivii întârzietori.

Tabelul I.5 Condiții mecanice și fizice definite ca valori caracteristice ale cimenturilor

Clasă de rezistență	Rezistența la compresiune [MPa]				Timp inițial de priză [min]	Stabilitate (expansiune) [mm]
	Rezistență inițială		Rezistență standard			
	2 zile	7 zile	28 zile			
32,5 N	-	≥ 16,0	≥ 32,5	≤ 52,5	≥ 75	≤ 10
32,5 R	≥ 10,0	-				
42,5 N	≥ 10,0	-	≥ 42,5	≤ 62,5	≥ 60	
42,5 R	≥ 20,0	-				
52,5 N	≥ 20,0	-	≥ 52,5	-	≥ 45	
52,5 R	≥ 30,0	-				

La betoane turnate în elemente masive sa vor folosi cimenturi care prezintă valori mici ale căldurii de hidratare pentru a evita apariția unor fisuri.

Alegerea tipului de ciment se face în funcție de rezistența caracteristică prescrisă a betonului, de viteza necesară de dezvoltare a rezistenței și de condițiilor de expunere (tab. I.6).

Tabelul I.6 Alegerea tipului de ciment în funcție de clasa de expunere

Clasă de expunere		XO XC2	XC1	XC3 XC4 XD1 XD3 XS1 XS3 XM1 XM2 XM3	XD2 XS2 XA1 XA2[1)] XA3[1)]	XF1	XF2 XF4[2)]	XF3
CEM I								
CEM II	A/B S							
	A D							
	A/B P/Q							
	A V							
	B V							
	A W							
	B W							
	A/B T							
	A LL							
	B LL							
	A L							
	B L							
	A M							
	B M							
CEM III	A							
	B							
	C							
CEM IV								
CEM V								

– utilizabil
– neutilizabil

Pentru a asigura betonului o structură compactă și o lucrabilitate adecvată este necesar un conținut de parte fină cu granulă de la 0 până la 0,125mm. Un conținut mic de parte fină poate conduce la pierderea apei din beton, fenomen denumit în literatură "sângerare". Pe de altă parte, un conținut prea mare de parte fină poate conduce la o prelucrare greoaie (betonul devine prea dens și lipicios) ce atrage după sine un consum mai ridicat de apă, iar împreună reduc proprietățile fizice ale betonului.

Recomandări privind conținutul maxim de parte fină pentru betoane obișnuite sau ușoare se prezintă în tabelul I.7.

Un dozaj minim de ciment trebuie adoptat în vederea asigurării alcalinității betonului, condiție necesară pentru protecția armăturii împotriva coroziunii. Pentru a asigura o rezistență mare betonului care înseamnă implicit și o rezistență mare la pătrunderea substanțelor agresive , raportul A/C va fi cât mai mic, dar suficient pentru a asigura lucrabilitatea betonului proaspăt.

Tabelul I.7. Conținut maxim de parte fină pentru betoane cu clasa maximă C50/60 sau LC50/55

Conținut de ciment (kg/mc)	Conținut maxim de parte fină (kg/mc)		
	Clasa de expunere		
	XF; XM	X0; XC; XD; XS; XA	
	Granula maximă a agregatului utilizat		
	8mm	16…63mm	8…63mm
≤300	450	400	550
≥ 350	500	450	550

În tabelul I.8 sunt trecute valorile privind conținutul minim de ciment și raportul de apa/ciment maxim pentru clasele de expunere XC și XD, în tabelul I.9 pentru clasele XF și XA, iar în tabelul I.10 pentru clasa XM.

Tabelul I.8. Limite pentru compoziția betoanelor în cazul claselor de expunere X0, XC,XD și XS precum și pentru beton cu grad de permeabilitate ridicat

	Fără risc de agresivitate	Agresivitate față de armătură							Beton cu grad de permeabilitate ridicat [3)]	
		Carbonatare				Clor cu/fără apă de mare				
Clasa de expunere	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3	Grosime elem. d≤40cm	Grosime elem. d≥40cm
A/C max.	-	0,75		0,65	0,60	0,55	0,50	0,45	0,60	0,70
min. C [1)] kg/mc	-	240		260	280	300	320 [2)]		280	-
min. C [1)] kg/mc (cu adaos)	-	240			270	270			270	-

[1)] Pentru granula maximă de 63mm conținutul de ciment (min. C) se poate diminua cu până la 30kg/mc. În acest caz nu se ține cont de [2)] .
[2)] Pentru elementele masive (dimensiunea minimă 80cm) se admite 300kg/mc.
[3)] Se dovedește gradul de permeabilitate prin încercări.

Adaosurile pot îmbunătății lucrabilitatea, gradul de impermeabilitate, rezistența la agenți chimici agresivi. Unele din adaosuri sunt considerate inerte și înlocuiesc parțial partea fină din agregate (cca. 10% din nisip 0-3mm), iar altele sunt active cu proprietăți hidraulice (de ex. zgura granulată de furnal, cenușa, praful de silice, etc.). În cazul adaosurilor active, la calculul raportului A/C se ia în considerare cantitatea de adaos din beton ca parte liantă (se adaugă la ciment).

Aditivii și adaosurile vor fi adăugate în amestec numai în asemenea cantități în cât sa nu reducă durabilitatea betonului sau să producă coroziunea armăturii.

Tabelul I.9. Limite pentru compoziția betoanelor în cazul claselor de expunere XF, XA

	Expunerea betonului la								
	Îngheț/Dezgheț						Mediu chimic agresiv		
Clasa de expunere	XF1	XF2		XF3		XF4	XA1	XA2	XA3
A/C max.	0,60	0,55	0,50	0,55	0,50	0,50	0,60	0,50	0,45
min. C [1] kg/mc	280	300	320	300	320		280	320	
min. C [1] kg/mc (cu adaos)	270	-		270		-	270		
min. p (conținut minim de aer)	-	[2]	-	[2]	-	[2] [3]	-		

[1] Pentru granula maximă de 63mm conținutul de ciment (min. C) se poate diminua cu până la 30kg/mc.

[2] Conținut de aer mediu în betonul proaspăt în momentul punerii în operă: granula≥8mm 5,5%/vol.; granula≥16mm 4,5%/vol.; granula ≥32mm 4,0%/vol.; granula≥63mm 3,5%/vol. Se poate trece sub aceste valori cu max. 0.5%/vol. Pentru beton fluid conținutul de aer se mărește cu până la 1%/vol.

[3] Realizare fără pori de aer în cazul betoanelor în contact cu pământ cu A/C≤0,40 precum utilizarea cimentului cem III/B pentru:

- elemente în contact cu apa mării cu A/C≤0,45; C35/45 și c≥340kg/mc și
- evacuări de căi de rulare (piste) cu A/C≤0.45; C40/50 și c≥360kg/mc;

Tabel I.10. Limite pentru compoziția betoanelor în cazul claselor de expunere XM.

	Expunerea betonului la uzură		
Clasa de expunere	XM1	XM2	XM3
A/C max	0,55	0,48	
min C [kg/mc]	300	320	
min C (cu adaos) [kg/mc]	270		

Severitatea atacului chimic depinde în principal de natura substanțelor agresive (compoziția chimică) dar și de presiunea, viteza de curgere a lichidelor, precum și de temperatura și umiditatea mediului.

În general atacul chimic este mult mai sever la temperaturi și presiuni ridicate mai ales dacă betonul este expus și la abraziune mecanică sau la alternanță îngheț – dezgheț. Rezistența betonului la atacul chimic depinde în primul rând de impermeabilitatea sa.

Criteriile pentru aprecierea gradelor de agresivitate ale apelor naturale sunt prezentate în tabelul I.11.

Tabelul I.11 Criterii pentru aprecierea gradelor de agresivitate chimică a apelor subterane și a solului

	Caracteristica chimică	XA1	XA2	XA3
APĂ SUBTERANĂ	Factor Ph	6,5…5,5	< 5,5…4,5	< 4,5 și ≥ 4,0
	Carbonați (CO_2) [mg/l]	15…40	> 40…100	>100 până la saturare
	Săruri de amoniu (NH_4) [mg/l]	15…30	> 30…60	> 60…100
	Magnezină (Mg^{2+}) [mg/l]	300…1000	> 1000…3000	> 3000 până la saturare
	Sulfați * (SO_4^{2-}) [mg/l]	200…600	> 600…3000	> 3000 și ≤ 6000
SOL	Sulfați (SO_4^{2-}) [mg/l] total	2000…3000	>3000…12000	> 12000 și ≤ 24000
	Gradul de aciditate	> 200 Bauman Gully	Nu se întâlnește în practică	

* Pentru clasele XA2 și XA3 se utilizează ciment rezistent la atac sulfatic (HS). Pentru valori SO_4^{2-} > 1500 se folosește ciment special + adaos de cenușă.

În cazuri speciale de expunere la substanțe chimice cu agresivitate mare, la proiectarea compoziției se vor respecta și alte reglementări precizate in norme tehnice specifice.

În general trebuie acordată o atenție deosebită stabilirii compoziției betonului supus la acțiuni agresive chimice și ori de câte ori apare necesar se va cere unui institut de specialitate efectuarea unor studii pentru stabilirea acestei compoziții.

În cazul unor incertitudini, la stabilirea compoziției, ca o normă suplimentară de protecție se poate considera și aplicarea unor pelicule impermeabile pe suprafața expusă a betonului.

Consistența betonului proaspăt și măsura lucrabilității poate fi determinată prin următoarele metode: tasarea conului, răspândire, grad de compactare și remodelare. Clasificarea în clase, funcție de diferitele metode, este prezentată în tabelul I.12.

În general nu există o corelare între cele patru metode, astfel încât consistența betonului este stabilită de la caz la caz cu una dintre aceste metode.

Se recomandă utilizarea metodei tasării conului sau metoda răspândirii. Numai la betoanele cu lucrabilitate redusă se va folosi o altă metodă (grad de compactare sau remodelare).

Tabelul I.12. Clase de consistență

Metoda	Clasa	Caracteristici
Tasare	S1	Tasare de la 10 până la 40 mm
	S2	de la 50 până la 90 mm
	S3	de la 100 până la 150 mm
	S4	de la 160 până la 210 mm
	S5	≥ 220 mm
Răspândire	F1	Diametrul răspândirii în mm ≤ 340
	F2	de la 350 până la 410
	F3	de la 420 până la 480
	F4	de la 490 până la 550
	F5	de la 560 până la 620
	F6	≥ 630
Compactare	C0	Indice de compactare ≥1,46
	C1	de la 1,45 până la 1,26
	C2	de la 1,25 până la 1,11
	C3	de la 1,10 până la 1,04
VEBE	V0	Vebe în $s \geq 31$
	V1	de la 30 până la 21
	V2	de la 20 până la 11
	V3	de la 10 până la 6
	V4	de la 5 până la 3

Consistența betonului se stabilește de către proiectant, în conformitate cu prevederile din tabelul I.13., astfel încât, betonul să poată fi transportat și pus în operă în condiții optime.

Tabelul I.13. Consistența betonului

Nr. Crt.	Tipul de elemente	Clasa de consistență
1	Fundații din beton simplu sau slab armat, elemente masive	S1 sau S3
2	Fundații din beton armat, stâlpi, grinzi, pereți structurali	S2
3	Idem, realizate cu beton pompat, recipienți, monolitizări	S3
4	Elemente sau monolitizări cu armături dese sau dificultăți de compactare, elemente cu secțiuni reduse	S4
5	Elemente, pentru a căror realizare, tehnologia de execuție impune betoane foarte fluide	S5

ANEXA II

MODELAREA GEOMETRICĂ LA ELEMENTELE STRUCTURALE

II.1 Definirea elementelor structurale

Elementele unei structuri sunt clasificate, după natura şi funcţia lor în: grinzi, stâlpi, plăci, pereţi, dale groase, arce, plăci curbe subţiri, etc.

O grindă este un element a cărei deschidere este mai mare decât triplul înălţimii secţiunii transversale ($l > 3h$). în caz contrar elementul se consideră o grindă perete.

Un stâlp este un element a cărui înălţime este cel puţin egală cu de trei ori latura mare a secţiunii transversale ($H \geq 3h$), iar latura mare nu depăşeşte de 4 ori latura mică ($4b \geq h$).

O placă este un element a cărui dimensiune minimă în planul său este mai mare sau egală cu de 5 ori grosimea ($l_1, l_2 \geq 5h_f$).

O placă supusă în principal la încărcări uniform distribuite poate fi considerată că se descarcă pe o direcţie dacă are două laturi libere, sau dacă este rezemată pe patru laturi cu raportul laturilor $l_2 / l_1 > 2$ (l_2 fiind latura mai mare a plăcii).

Plăcile cu nervuri şi cele casetate pot fi calculate fără a fi descompuse în elemente discrete, dacă respectă condiţiile:

- distanţa între nervuri nu depăşeşte 1500 mm;
- înălţimea nervurii sub placă nu depăşeşte de patru ori lăţimea;
- înălţimea zonei comprimate este mai mare sau egală cu 1/10 din distanţa liberă dintre nervuri dar nu mai puţin de 50 mm;
- se prevăd nervuri transversale la distanţă liberă nu mai mare de 10 ori grosimea totală a plăcii.

II.2 Determinarea lăţimii efective a plăcii

Determinarea lăţimii efective a plăcii, în calculul la toate stările limită, se face pe baza distanţei l_0 dintre punctele de efort nul din diagrama de momente încovoietoare (fig. II.1). Această abordare este posibilă dacă raportul dintre două deschideri adiacente este cuprins între 2/3 şi 3/2, iar în cazul consolei dacă lungimea ei nu depăşeşte jumătate din deschiderea adiacentă.

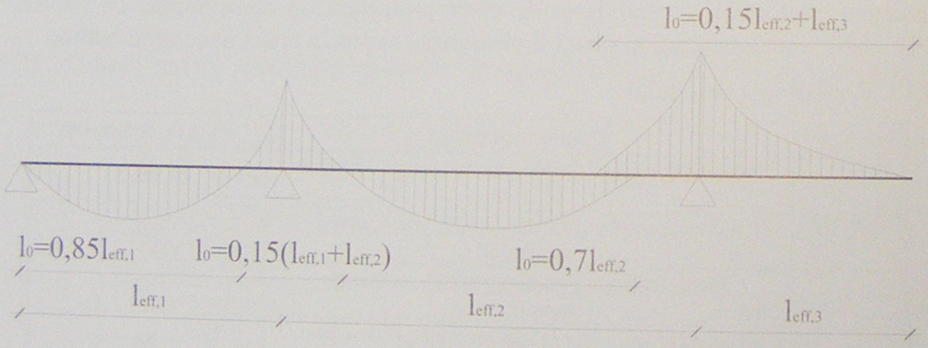


Figura II.1 Distanţele l_0 dintre punctele de moment nul

Lăţimea efectivă a plăcii rezultă din relaţia (fig. II.2):

$$b_{eff} = b_w + b_{eff,1} + b_{eff,2} \leq b \qquad \text{(II.1)}$$

unde $b_{eff,i} = 0{,}2b_i + 0{,}1l_0 \leq 0{,}2l_0$ cu (II.2)

$$b_{eff,i} \leq b$$

În situaţii curente, pentru analiza structurală se poate accepta o lăţime constantă pe toată deschiderea, determinată pentru secţiunea din câmpul deschiderii. (II.3)

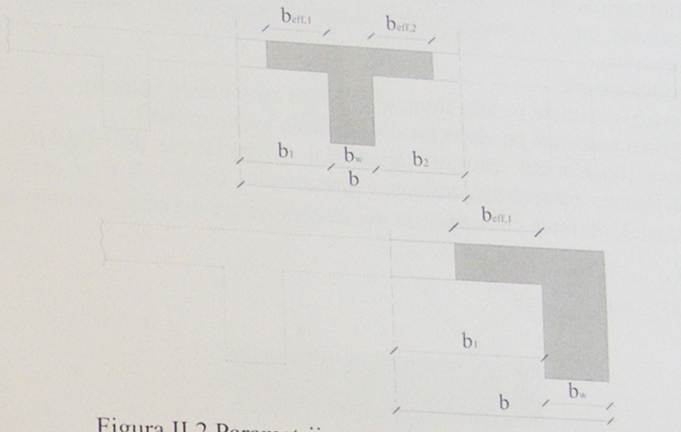


Figura II.2 Parametrii pentru definirea lăţimii plăcii

II.3 Deschiderea efectivă a plăcilor şi grinzilor

Deschiderea efectivă l_{eff} a unui element se determină cu relaţia:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \qquad \text{(II.4)}$$

în care l_n reprezintă lumina deschiderii respective, cele două valori ale mărimii a pentru reazemele deschiderii determinându-se pe baza datelor din figura II.3.

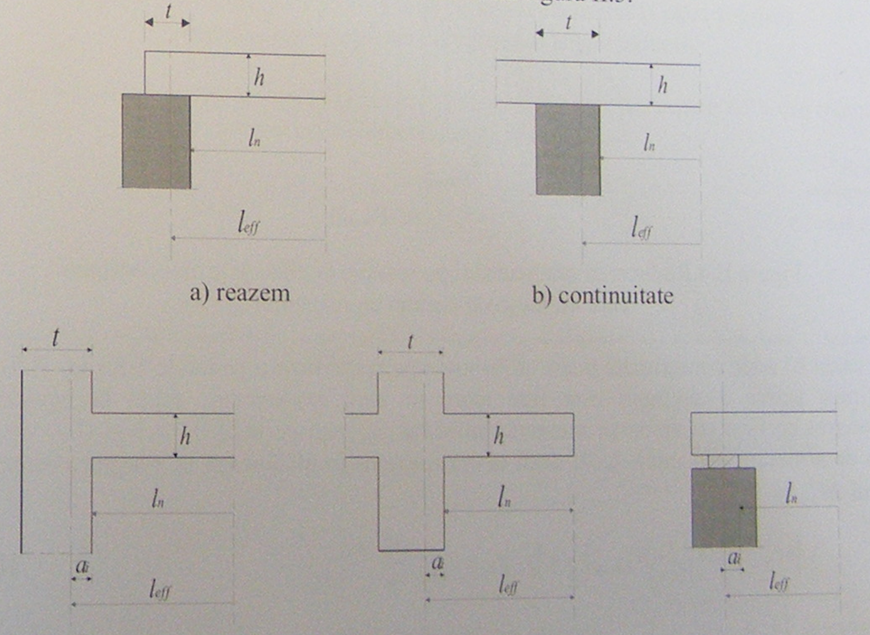


Figura II.3 Definirea deschiderii efective

II.4 Reducerea momentelor pe reazeme

Plăcile şi grinzile continue se calculează conform procedeului grinzilor continue pe reazeme rigide care permit rotirea liberă a elementului. Ţinând seama că, în realitate, plăcile şi nervurile reazemă pe elemente cu o anumită lăţime, care se opun rotirii libere, se admite reducerea momentelor pe reazeme.

Se disting două cazuri:

a) plăci şi grinzi rezemate pe alte elemente cu care nu fac corp comun;

b) plăci şi grinzi rezemate pe elemente cu care sunt legate monolit.

În primul caz considerând conform figurii II.4 că reacţiunea de calcul $F_{Ed,sup}$ se distribuie uniform pe toată lăţimea reazemului, valoarea momentului încovoietor pe reazem (indiferent de procedura de evaluare), obţinută pe baza distanţei interax, se poate reduce cu mărirea ΔM_{Ed} astfel:

$$M_{Ed,red} = M_{Ed} - \Delta M_{Ed} \qquad \text{(II.5)}$$

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,\sup} \cdot t/8 \qquad \text{(II.6)}$$

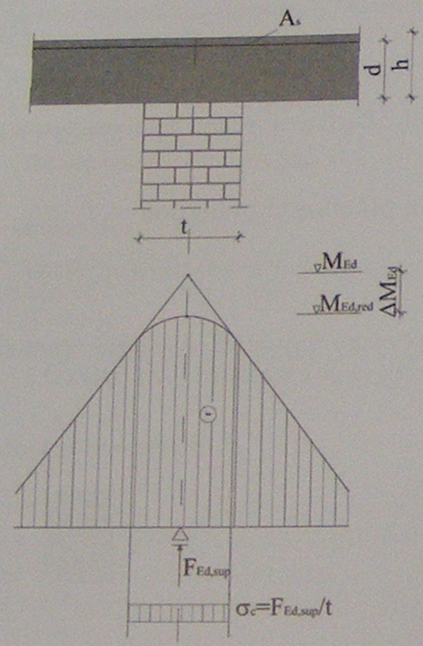


Figura II.4 Reducerea momentului pe reazem la plăci şi grinzi continue care nu fac corp comun cu reazemul

În cazul b) zona comprimată poate să coboare pe reazem cu o pantă de 1:3 (fig. II.5). Rezultă că înălţimea activă a secţiunii este mai mare în axul reazemului, decât la margine. Dacă dimensionarea se face cu valoarea momentului redus, obţinut cu relaţiile II.5 şi II.6, va rezulta o cantitate de armătură mai mică decât dacă dimensionarea se efectuează la marginea reazemului la momentul M^{I}_{Ed} şi M^{II}_{Ed}.

$$\left|M^{I}_{Ed}\right| = \left|M_{Ed}\right| - \left|V_{Ed,stg}\right|\frac{t}{2} + \left(\gamma_G g_k + \gamma_Q q_k\right)\frac{t^2}{8} \qquad \text{(II.7)}$$

Termenul $\left(\gamma_G g_k + \gamma_Q g_k\right)\frac{t^2}{8}$ se poate neglija dacă lăţimea reazemului este mai mică decât 80 cm, iar relaţiile de calcul pentru momentele reduse rezultă:

$$\left|M^{I}_{Ed}\right| = \left|M_{Ed}\right| - \left|V_{Ed,stg}\right|\frac{t}{2}$$

$$\left|M^{II}_{Ed}\right| = \left|M_{Ed}\right| - \left|V_{Ed,dr}\right|\frac{t}{2} \qquad \text{(II.8)}$$

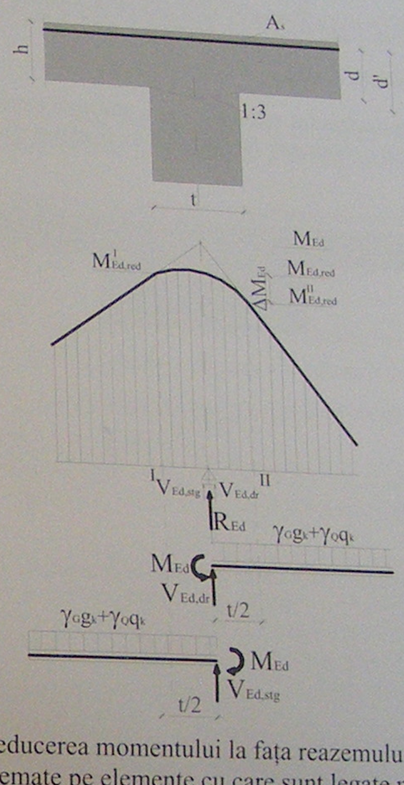


Figura II.5 Reducerea momentului la faţa reazemului la plăci şi grinzi rezemate pe elemente cu care sunt legate monolit

Momentele determinate la faţa reazemului trebuie să fie mai mari decât 65% din momentul de încastrare perfectă calculat cu lumina deschiderii l_n (fig. II.6).

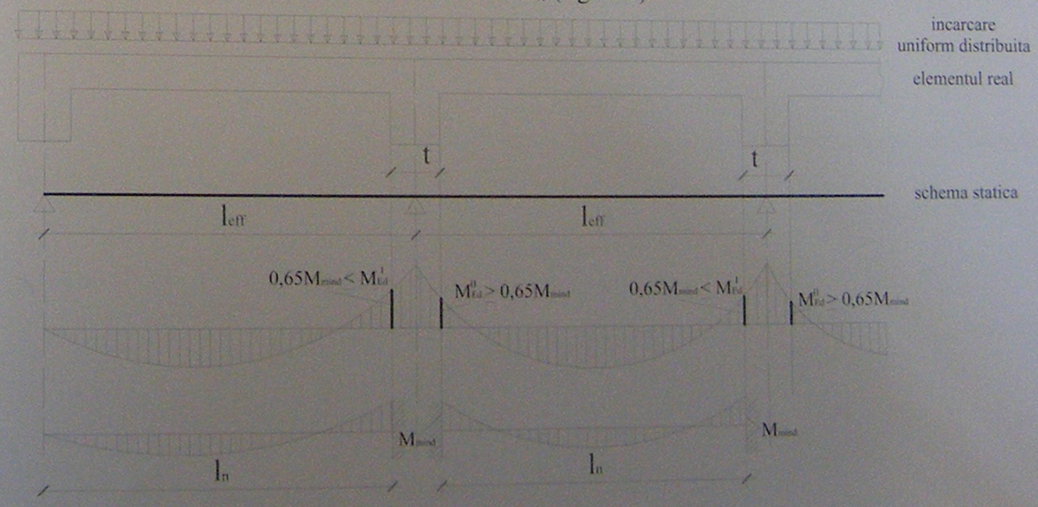


Figura II.6 Determinarea momentului minim la o grindă continuă cu încărcare uniform distribuită

Momentul minim la o grindă cu o încărcare uniform distribuită se obține astfel:

– deschiderile marginale: $M_{\min d} = 0{,}65 \cdot \frac{l_n^2}{8}\left(\gamma_G g_K + \gamma_Q q_K\right)$

– deschiderile intermediare: $M_{\min d} = 0{,}65 \cdot \frac{l_n^2}{12}\left(\gamma_G g_K + \gamma_Q q_K\right)$

Verificarea respectării momentului minim este cu atât mai semnificativă cu cât reazemul este mai lat (fig. II.7). Se pot obține momente foarte mici la marginea reazemului sau chiar momente pozitive.

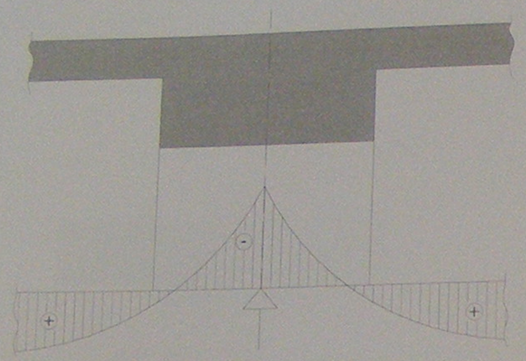


Figura II.7 Momente minime la reazemele lat

IMPERFECȚIUNI GEOMETRICE

Imperfecțiunile se iau în considerare în calculul la starea limită ultimă pentru situațiile persistente şi accidentale de proiectare, nefiind necesar a se ține cont de ele în cazul verificărilor la stările limită de serviciu.

Imperfecțiunile se pot prinde în calcule prin înclinarea elementelor structurale verticale dată de relația:

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \qquad \text{(III.1)}$$

unde: θ_0 este valoarea de bază; se specifică în normele naționale, valoarea recomandată fiind 1/200;

$\alpha_h = 2/\sqrt{l}$ - factor de reducere pentru înălțime, cu valori în intervalul $2/3 \le \alpha_h \le 1$;

$\alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1 + 1/m\right)}$ - factor de reducere pentru numărul de elemente;

l – lungimea sau înălțimea, în metri;

m – numărul de elemente verticale contribuind la efectul total.

Definirea mărimilor l şi m se face în funcție de efectul considerat, distingându-se următoarele trei situații (fig. III.1):

– efect pe elementul izolat (fig. III.1a): l = lungimea elementului; $m = 1$;

– efect pe sistemul de contravântuire (fig. III.1b): l = înălțimea clădirii; m = numărul de elemente verticale care contribuie la forța orizontală pe sistemul de contravântuire;

– efecte locale asupra elementelor orizontale sau verticale (fig. III.1c): l = înălțimea nivelului; m = numărul de elemente verticale din cadrul nivelului care contribuie la forța orizontală la nivelul planşeului.

În cazul elementelor izolate, efectul imperfecțiunilor poate fi luat în considerare sub forma unei excentricități, în funcție de înclinație θ_i şi lungimea de flambaj l_0 conform relației:

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2} \qquad \text{(III.2)}$$

sau sub forma unei forțe H_i acționând în punctul care conduce la momentul încovoietor maxim după cum urmează:

– în cazul elementelor necontravântuite (fig. III.1a1): $H_i = \theta_i N$;

– în cazul elementelor contravântuite (fig. III.1a2): $H_i = 2\theta_i N$;

În cazul pereților şi a stâlpilor rezemați din sisteme contravântuite pentru simplificare se poate folosi excentricitatea $e_i = l_0/400$, corespunzând la $\alpha_h = 1$.

În cazul structurilor, efectul înclinat θ_i poate fi reprezentat prin forțe transversale pentru a fi prinse în calculul static alături de alte acțiuni, după cum urmează:

– efectul asupra sistemului de contravântuire (fig. III.1b): $H_i = \theta_i\left(N_b - N_a\right)$;

– efectul în cazul imperfecțiunilor diafragmelor (fig. III.1c): $H_i = \frac{\theta_i\left(N_b + N_a\right)}{2}$, respectiv $H_i = \theta_i N_a$.

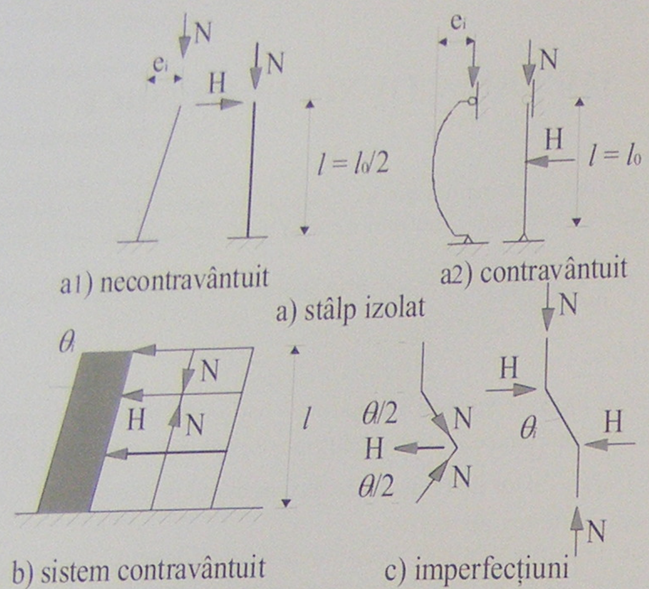


Figura III.1 Efecte ale imperfecțiunilor geometrice

CRITERII PENTRU NEGLIJAREA EFECTELOR DE ORDINUL II

IV.1 Criterii pentru elemente izolate

Elementele izolate solicitate la compresiune necesită uneori şi un calcul la *starea limită de stabilitate a formei*. Necesitatea acestui calcul este condiționată de zveltețe (λ) definită ca raport între lungimea de flambaj (lungimea efectivă l_0) și raza minimă de girație (i):

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \qquad \text{(IV.1)}$$

Pentru stâlpii cu secțiune dreptunghiulară se utilizează o altă expresie a coeficientului de zveltețe:

$$\lambda_0 \cong \frac{l_0}{h} \cong 0{,}29\lambda \qquad \text{(IV.2)}$$

în care h este latura secțiunii transversale în direcția în care se determină zvelteța.

La elementele obișnuite, prin calculul la stabilitate se urmărește de fapt stabilirea influenței zveltеței (a coeficientului de zveltețe) asupra capacității lor portante.

Pentru elementele izolate la care valoarea coeficientului de zveltețe

$$\lambda \le \lambda_{1\text{lim}} = 10 \text{ sau } \lambda_0 \le \lambda_{0\,\text{lim}} = 35 \qquad \text{(IV.3)}$$

influența flexibilității asupra capacității portante este neglijabilă (fig. IV.1, cazul a) și nu este necesar să fie luată în considerare în calcul.

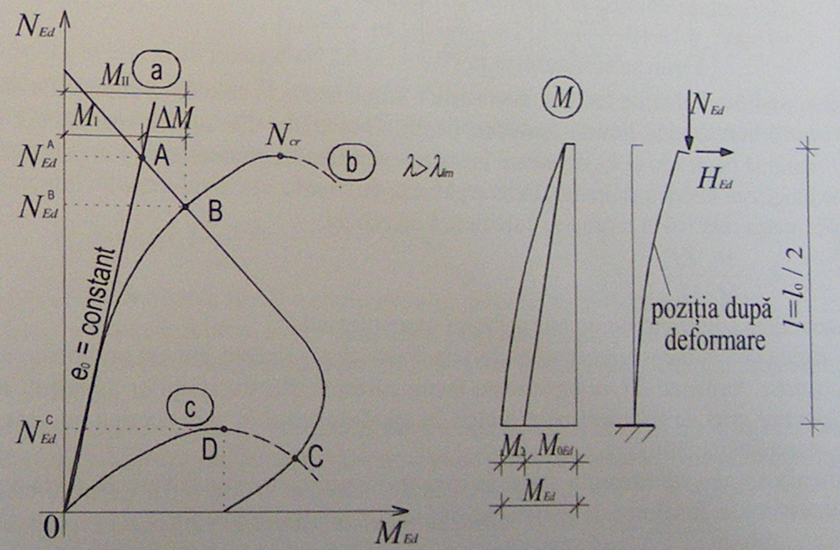


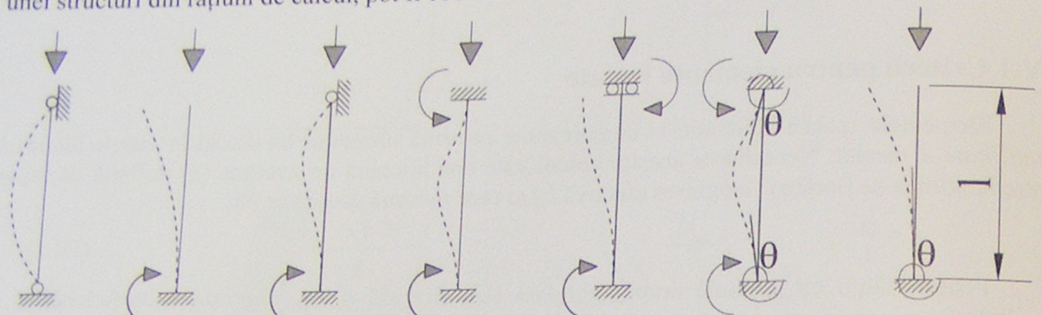
Figura IV.1 Starea limită de stabilitate a formei

Pentru stâlpii de beton armat care au coeficientul de zveltețe $\lambda > \lambda_{lim}$, flexibilitatea influențează capacitatea portantă (o diminuează) prin efectul de ordinul II (fig. IV.1, cazul b). De fapt, în proiectare se procedează invers. Se mărește capacitatea portantă a acestor elemente luând în considerare efectele de ordinul II, respectiv a unor valori sporite ale momentului încovoietor, față de cele rezultate dintr-un calcul de ordinul I (pe un element nedeformat).

Pentru valori mari ale coeficientului de zveltețe cedarea elementului se poate produce prin pierderea stabilității formei. Această situație corespunde cazului c) din figura IV.1 şi la aceste

elemente este necesară determinarea încărcării critice de pierdere a stabilității, in raport cu care să se asigure o dimensionare corespunzătoare a lor.

Pentru o definiție generală a lungimii de flambaj în figura IV.2 sunt prezentate câteva exemple de lungime de flambaj ale elementelor izolate cu secțiunea constantă. Unele elemente care aparțin unei structuri din rațiuni de calcul, pot fi considerate izolate.



a) $l_0=l$ b) $l_0=2l$ c) $l_0=0{,}7l$ d) $l_0=0{,}5l$ e) $l_0=l$ f) $0{,}5l<l_0<l$ g) $l_0>2l$

Figura IV.2 Lungimea de flambaj a stâlpilor izolați

Pentru stâlpii cadrelor regulate lungimea de flambaj se determină conform celor de mai jos:

– stâlpi contravântuiți (fig. IV.2.f):

$$l_0 = 0{,}5l\sqrt{\left(1+\frac{k_1}{0{,}45+k_1}\right)\cdot\left(1+\frac{k_2}{0{,}45+k_2}\right)} \qquad \text{(IV.4)}$$

– stâlpi necontravântuiți (fig. IV.2.g):

$$l_0 = l\max\left\{\sqrt{\left(1+10\frac{k_1k_2}{k_1+k_2}\right)};\left(1+\frac{k_1}{1+k_1}\right)\cdot\left(1+\frac{k_2}{1+k_2}\right)\right\} \qquad \text{(IV.5)}$$

unde: k_1 şi k_2 sunt flexibilitățile relative ale rotirilor împiedecate la cele două capete ale elementului;
$k=0$ corespunde limitei teoretice pentru încastrare, dar se recomandă 0,1 ca valoare minimă pentru k_1 şi k_2, deoarece încastrarea perfectă este foarte rară în practică;
l este lungimea liberă a stâlpului, între legăturile de capăt.

Flexibilitatea relativă la rotație se calculează cu relația:

$$k = \frac{\theta}{M}\cdot\frac{EI}{l} \qquad \text{(IV.6)}$$

unde: θ este rotirea corespunzătoare momentului încovoietor M;
EI – rigiditatea la încovoiere a stâlpului; dacă un stâlp adiacent într-un nod poate contribui la rotație, termenul EI va reprezenta suma corespunzătoare stâlpilor adiacenți nodului; se va ține cont de fisurarea reazemelor, în afară de cazul în care acestea nu sunt fisurate în starea limită ultimă.

Pentru alte cazuri, de exemplu stâlpi la care în lungul elementului variază forța axială şi/sau secțiunea transversală, lungimea de flambaj se obține din relația de mai jos:

$$l_0 = \pi\sqrt{EI/N_B} \qquad \text{(IV.7)}$$

unde: EI este valoarea reprezentativă a rigidității la încovoiere a stâlpului;
N_B – forța axială de flambaj, corespunzătoare rigidității EI.

Valoarea limită a coeficientului de zveltețe λ_{lim} este indicată în normele naționale, recomandându-se ca această valoare să se obțină din relația:

$$\lambda_{\lim} = 20ABC/\sqrt{n} \qquad \text{(IV.8)}$$

în care: $A = 1/(1+0{,}2\varphi_{ef})$; dacă nu se cunoaşte φ_{ef}, se poate accepta $A=0{,}7$;

$B=\sqrt{1+2\omega}$; dacă nu se cunoaşte ω, se poate accepta $B=1{,}1$;
$C=1{,}7-r_m$; dacă nu se cunoaşte r_m, se poate accepta $C=0{,}7$;
φ_{ef} este valoarea efectivă a coeficientului curgerii lente a betonului;
$\omega = A_s f_{yd}/A_c f_{cd}$ este coeficientul mecanic de armare;
A_s este aria totală a armăturii longitudinale;
$n = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ este valoarea relativă a forței axiale;
$r_m = M_{01}/M_{02}$;
M_{01}, M_{02} sunt momentele încovoietoare de ordinul I la capetele elementului (fig. IV.3); în toate situațiile se consideră $|M_{02}|\geq|M_{01}|$.

Dacă momentele încovoietoare rotesc în acelaşi sens (fig. IV.3.a), r_m se consideră negativ ($C>1{,}7$), în caz contrar (fig. IV.3.b) r_m se consideră pozitiv ($C\leq 1{,}7$).

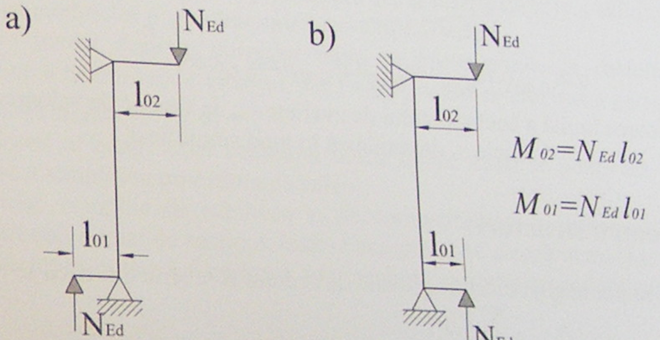


Figura IV.3 Momentele încovoietoare de ordinul I la capetele elementului

Raportul r_m ar trebui să fie egal cu 1,0 ($C=0{,}7$) în următoarele cazuri:
– elemente contravântuite la care momentele încovoietoare de ordinul I sunt produse în întregime sau numai parțial de imperfecțiunile geometrice sau de încărcările transversale;
– elemente necontravântuite, în general.

Coeficientul curgerii lente efective se obține cu relația:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty,t_0)\frac{M_{0Edqp}}{M_{0Ed}} \qquad \text{(IV.9)}$$

în care: $\varphi_{ef}(\infty,t_0)$ este valoarea finală a coeficientului curgerii lente (vezi pct. 2.1.3);
M_{0Edqp} – momentul încovoietor de ordinul I în combinația qvasi-permanentă;
M_{0Ed} – momentul încovoietor de ordinul I în combinația corespunzătoare stării limită ultime.

Raportul M_{0Edqp} / M_{0Ed} poate fi calculat pentru secțiunea cu cel mai mare moment încovoietor sau se poate alege o valoare reprezentativă, atunci când raportul variază în lungul elementului.

Efectele curgerii lente pot fi neglijate dacă $\varphi_{ef}(\infty,t_0)\leq 2$, $\lambda\leq 75$ şi $M_{0Edqp}/N_{Ed}\geq h$, h fiind înălțimea secțiunii în direcția corespunzătoare momentului încovoietor.

Valoarea limită a coeficientului de zveltețe λ_{lim} în mod simplificat se poate obține cu relația:

$$\lambda_{\lim} = \frac{10{,}78}{\sqrt{n}} \qquad \text{(IV.10)}$$

sau din figura IV.4.

În cazul compresiunii excentrice oblice, condiția (IV.3) trebuie verificată pentru fiecare direcție în parte; este posibil ca efectele de ordinul II să fie neglijate pentru ambele direcții ale secțiunii transversale sau numai pentru una din cele două direcții, sau pentru nici una.

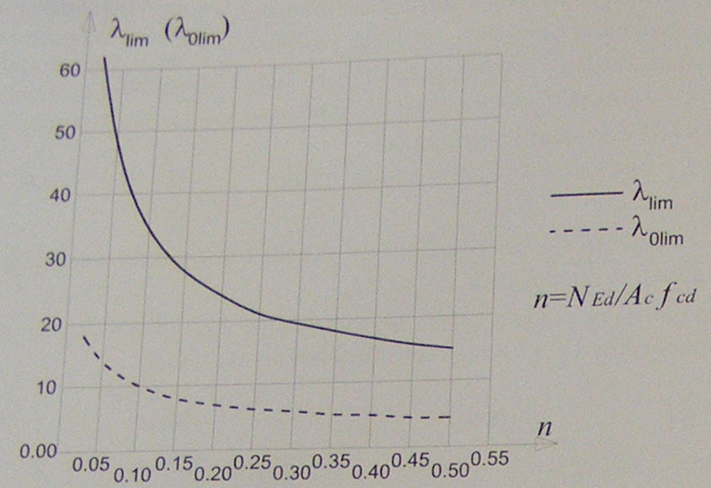


Figura IV.4 Valoarea limită a coeficientului de zvelteţe λ_{lim} în funcţie de valoarea relativă a forţei axiale n, determinată în mod simplificat

IV.2 Criterii pentru structuri

Se admite că se pot neglija efectele globale de ordinul II la structuri dacă se respectă condiţia:

$$F_{V,Ed} \le k_1 \frac{n_s}{n_s + 1{,}6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \qquad \text{(IV.11)}$$

în care: $F_{V,Ed}$ este forţa verticală totală;

n_s – numărul de niveluri;

L – înălţimea totală a clădirii măsurată de la secţiunea de încastrare în fundaţie;

I_c – momentul de inerţie al secţiunilor nefisurate ale elementelor de contravântuire;

Valoarea de calcul a modulului de elasticitate al betonului se obţine cu relaţia:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} \qquad \text{(IV.12)}$$

în care coeficientul $\gamma_{cE} = 1{,}2$.

Coeficientul k_1 se specifică în normele naţionale, recomandându-se valoarea 0,31. Dacă se demonstrează că elementele de contravântuire nu sunt fisurate în starea limită ultimă, coeficientul k_1 se înlocuieşte cu coeficientul k_2 specificat în normele naţionale, recomandându-se valoarea 0,62.

Relaţia de mai sus poate fi folosită numai dacă sunt îndeplinite toate condiţiile ce urmează:

- structura este relativ simetrică;
- deformaţiile globale de lunecare sunt neglijabile (de exemplu, clădiri contravântuire cu pereţi structurali care nu au goluri de dimensiuni mari);
- elementele de contravântuite sunt încastrate în fundaţii (rotirile sunt neglijabile);
- rigiditatea elementelor de contravântuire este relativ constantă pe înălţimea clădirii;
- încărcarea verticală creşte aproximativ cu aceeaşi valoare la fiecare nivel.

METODE DE CALCUL AL EFECTELOR DE ORDINUL II SUB ÎNCĂRCĂRI AXIALE

V.1 Metoda generală de analiză

Metoda generală se bazează pe analiza neliniară, incluzând neliniaritatea geometrică şi efectul curgerii lente. Pentru beton şi armătură se vor folosi curbe σ-ε adecvate, precum cea din figura 2.2 pentru beton şi din figura 2.6 pentru oţel.

Din analiza generală se obţine valoarea de calcul a încărcării ultime dacă se folosesc curbele σ-ε bazate pe valori de calcul. În acest scop, în figura 2.2 şi relaţia (2.22) f_{cm} se înlocuieşte cu f_{cd}, iar E_{cm} cu E_{cd}. Valoarea modulului E_{cd} se determină cu relaţia (IV.12).

În lipsa unui model detaliat, curgerea lentă se poate prinde în calcule prin majorarea deformaţiei specifice a betonului cu factorul $\gamma = 1 + \varphi_{ef}$, valoarea efectivă a caracteristicii curgerii lente φ_{ef} obţinându-se cu relaţia (IV.9).

Efectul favorabil al contribuţiei betonului întins dintre fisuri se poate lua în calcule sau se poate neglija pentru a simplifica procedura de calcul.

În mod normal, ecuaţiile de echilibru şi de compatibilitate a deformaţiilor trebuie să fie verificate într-un anumit număr de secţiuni, însă se acceptă să se aleagă numai secţiunile critice şi să se adopte o variaţie reprezentativă a curburii, (de exemplu, o variaţie similară cu cea din analiza de ordinul I).

V.2 Metoda bazată pe rigiditatea nominală a elementului

În această analiză se iau în considerare efectele fisurării, neliniaritatea comportării materialelor şi curgerea lentă; de aceste efecte se ţine cont şi în ceea ce priveşte elementele adiacente implicate în analiză (grinzi, plăci sau fundaţii).

Rigiditatea nominală se evaluează cu relaţia:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \qquad \text{(V.1)}$$

unde: E_{cd} este valoarea de calcul a modulului de elasticitatea al betonului dat de, relaţia (IV.12);

I_c – momentul de inerţie al secţiunii de beton;

E_s – valoarea de calcul a modulului de elasticitatea al armăturii;

I_s – momentul de inerţie al armăturii în raport cu centrul de greutate al secţiunii de beton;

K_s – factor reprezentând contribuţia armăturii; se poate lua $K_s = 1$, dacă $\rho \ge 0{,}002$;

K_c - factor reprezentând contribuţia betonului; se poate lua $K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef})$, dacă $\rho \ge 0{,}002$;

$\rho = A_s / A_c$ - coeficientul de armare;

A_s – aria totală de armătură longitudinală;

A_c – aria secţiunii de beton;

φ_{ef} – valoarea efectivă a caracteristicii curgerii lente determinată cu, relaţia (IV.9);

$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20}$;

$k_2 = n\frac{\lambda}{170} \le 0{,}20$;

$n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ - valoarea relativă a forţei axiale;

λ – coeficientul de zvelteţe.

Dacă coeficientul de zvelteţe λ nu este definit atunci se poate lua în considerare $k_2 = 0{,}3n \le 0{,}20$.

Dacă $\rho \geq 0{,}01$, se pot lua în considerare $K_s = 0$ şi $K_c = 0{,}3/(1+0{,}5\varphi_{ef})$, această variantă simplificată fiind mai potrivită pentru o estimare prealabilă.

În structurile static nedeterminate, relaţia (V.1) nu este, în general, aplicabilă pentru descrierea efectului defavorabil al fisurării elementelor adiacente. Din acest motiv, pentru aprecierea efectului fisurării parţiale a betonului şi a contribuţiei betonului întins dintre fisuri, se recomandă aplicarea prevederilor de la punctul 4.3.2 şi utilizarea relaţiei (4.21). Ca o simplificare, se acceptă condiţia de fisurare totală a secţiunilor. Rigiditatea se determină pe baza modulului efectiv al betonului:

$$E_{cd,ef} = E_{cd}/(1+\varphi_{ef}) \tag{V.2}$$

în care E_{cd} se determină cu relaţia (IV.12).

Într-o **metodă practică de calcul**, momentul încovoietor de calcul total M_{Ed}, care include efectele de ordinul II, se poate lua în considerare printr-o majorare a momentului încovoietor de ordinul I obţinut dintr-o analiză liniară:

$$M_{Ed} = M_{0Ed}\left[1+\frac{\beta}{(N_B/N_{Ed})-1}\right] \tag{V.3}$$

unde: M_{0Ed} este momentul încovoietor de ordinul I;

N_{Ed} – valoarea de calcul a forţei axiale,

N_B – forţa critică de flambaj bazată pe rigiditatea nominală;

β – factor depinzând de distribuţia momentelor încovoietoare de ordinul I şi II.

Pentru elementele izolate comprimate cu secţiune constantă, momentele încovoietoare de ordinul II vor avea o formă sinusoidală, de accea:

$$\beta = \pi^2/c_0 \tag{V.4}$$

în care valorile coeficientului c_0 se iau în funcţie de diagrama momentului încovoietor de ordinul I; c_0 = 8 pentru diagramă constantă; c_0 = 9,6 pentru diagramă parabolică; c_0 = 12 pentru diagramă triunghiulară simetrică.

Pentru elementele fără forţe transversale se poate utiliza relaţia (V.7), momentul încovoietor echivalent considerându-se constant pe lungimea elementului şi în consecinţă, în relaţia (V.4) se ia c_0 = 8. In acest caz, este important de subliniat că, în funcţie de λ şi N_{Ed}, momentul încovoietor echivalent majorat poate fi mai mic decât momentele încovoietoare acţionând la capetele elementului.

Dacă relaţia (V.4) nu este aplicabilă, o simplificare rezonabilă constă în acceptarea valorii β = 1, astfel încât relaţia (V.3) devine:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1-N_{Ed}/N_B} \tag{V.5}$$

V.3 Metoda bazată pe curbura nominală a elementului

Metoda este aplicabilă stâlpilor izolaţi cu forţă axială constantă şi se bazează pe lungimea de flambaj l_0 determinată conform punctului IV.1. Dacă se face o evaluare realistă a curburii, metoda poate fi aplicată şi structurilor.

Valoarea **momentului încovoietor de calcul** se obţine din relaţia:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \tag{V.6}$$

în care M_{0Ed} este momentul încovoietor de calcul de ordinul I, inclusiv efectul imperfecţiunilor, iar M_2 momentul încovoietor nominal de ordinul II. Valoarea maximă a lui M_{Ed} rezultă din însumarea diagramelor de momente încovoietoare corespunzătoare relaţiei (V.6), diagrama lui M_2 având o formă parabolică or sinusoidală pe lungimea de flambaj l_0. În cazul structurilor static nedeterminate, calculul static de ordinul I se efectuează pe structura reală, iar calculul de ordinul II se efectuează pe o structură bazată pe lungimile de flambaj.

Momentele încovoietoare de ordinul I de la capetele stâlpului pot fi înlocuite cu unul echivalent, conform relaţiei:

$$M_{0e} = 0{,}6M_{02} + 0{,}4M_{01} \geq 0{,}4M_{02} \tag{V.7}$$

Cele două momente de la capătul elementului se consideră cu acelaşi semn dacă diagrama de moment nu intersectează axa barei, în caz contrar ele vor avea semne diferite; întotdeauna $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Momentul încovoietor nominal de ordinul II este:

$$M_2 = N_{Ed}e_2 \tag{V.8}$$

unde: N_{Ed} este forţa axială de calcul;

$e_2 = (1/r)l_0^2/c$ - săgeata;

$1/r$ – curbura;

l_0 – lungimea de flambaj;

c – factor depinzând de distribuţia curburii; pentru secţiunea transversală constantă, se poate folosi $c = \pi^2 \approx 10$; dacă diagrama de momente este constantă, se poate considera c = 8.

În cazul elementelor cu secţiune constantă şi simetrică (inclusiv armarea) se poate folosi următoarea relaţie pentru **calculul curburii**.

$$1/r = K_r K_\varphi \cdot 1/r_0 \tag{V.9}$$

unde: K_r este un factor depinzând de forţa axială, conform relaţiei (V.10);

K_φ – factor pentru luarea în considerare a curgerii lente, conform relaţiei (V.11);

$$1/r_0 = \frac{\varepsilon_{yd}}{0{,}45d} = \frac{f_{yd}}{0{,}45E_s d};$$

d – înălţimea utilă a secţiunii; dacă există şi armături intermediare $d = 0{,}5h + i_s$, i_s fiind raza de giraţie a ariei tuturor armăturilor.

Factorul K_r este dat de relaţia:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1{,}0 \tag{V.10}$$

unde: $n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$ este valoarea relativă a forţei axiale;

$n_u = 1 + \omega$ – valoarea relativă a capacităţii portante la compresiune centrică;

$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ – coeficientul mecanic de armare;

n_{bal} – valoarea relativă a forţei axiale corespunzătoare punctului de balans (moment încovoietor capabil maxim); se poate accepta valoarea 0,4.

Factorul K_φ este dat de relaţia:

$$K_\varphi = 1 + \beta\varphi_{ef} \geq 1{,}0 \tag{V.11}$$

unde: φ_{ef} este valoarea efectivă a coeficientului curgerii lente, relaţia (IV.9);

$\beta = 0{,}35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$, cu λ conform relaţiei (IV.1).

ANEXA VI

INSTABILITATEA LATERALĂ A GRINZILOR ZVELTE

VI.1 Fenomenul instabilității laterale

Pierderea stabilității laterale a grinzilor zvelte prefabricate sau preturnate, se poate produce la transport sau montaj (fig.VI.1) dar şi în cazul grinzilor insuficient contravântuite în structura finită (fig.VI.2.b).

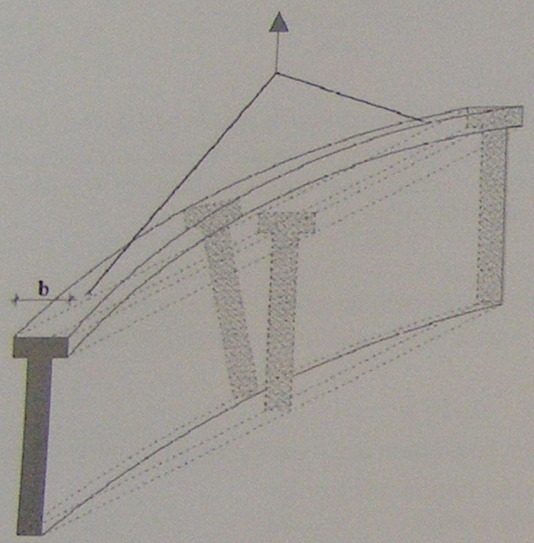


Figura VI.1 Instabilitatea laterală la montaj

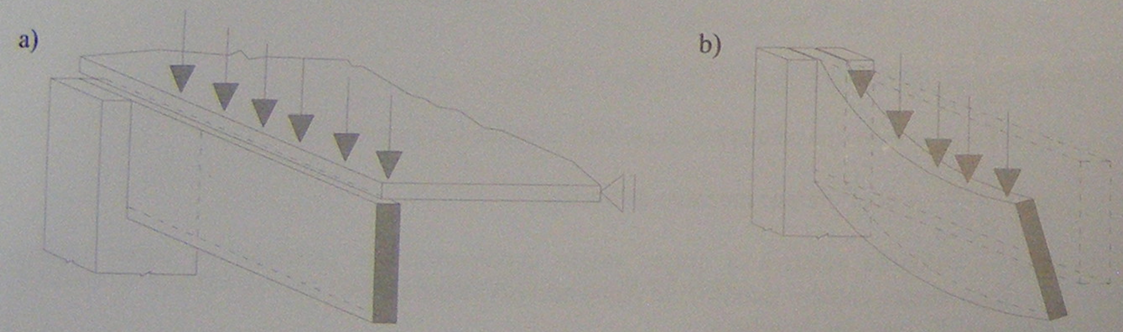


Figura VI.2 Instabilitatea laterală a grinzilor în poziția finală
a) structură contravântuită; b) structură insuficient contravântuită

Pericolul instabilității laterale a grinzilor prefabricate este accentuat datorită zvelteței lor, fapt ce conduce în general la o rigiditate slabă la încovoiere în planul orizontal cât şi la o rigiditate redusă la torsiune. Secțiunile dreptunghiulare înalte şi înguste sau secțiunile în T cu talpă având lățime mică, sunt mai sensibile la fenomenul instabilității laterale.

La structurile finite (în exploatare) se poate ține seama de contravântuirea asigurată de elementele secundare ale structurii (elemente de suprafață din beton, pane metalice sau de beton, etc.).

VI.2 Situații în care instabilitatea laterală se poate neglija

Efectele de ordinul II asociate instabilității laterale pot fi neglijate dacă lățimea tălpii comprimate b (fig.VI.2) satisface următoarele condiții:

– situații persistente $b \geq \sqrt[4]{\left(\frac{l_{0t}}{50}\right)^3 h}$ şi $\frac{h}{b} \leq 2{,}5$ (VI.1)

– situații tranzitorii $b \geq \sqrt[4]{\left(\frac{l_{0t}}{70}\right)^3 h}$ şi $\frac{h}{b} \leq 3{,}5$ (VI.2)

în care: l_{0t} este distanța între elementele care se opun răsucirii;

h – este înălțimea totală a grinzii în zona centrală a l_{0t}.

Pentru predimensionarea grinzilor se poate utiliza diagrama din figura VI. 3 de unde se obține lățimea minimă a tălpii b_{min} pentru un raport l_{ot}/h şi înălțimea grinzii h. Valorile obținute din figura VI.3 sunt valabile pentru situații tranzitorii (montaj, transport etc.), pentru cele persistente se vor lua valori majorate ale tălpii cu 30%.

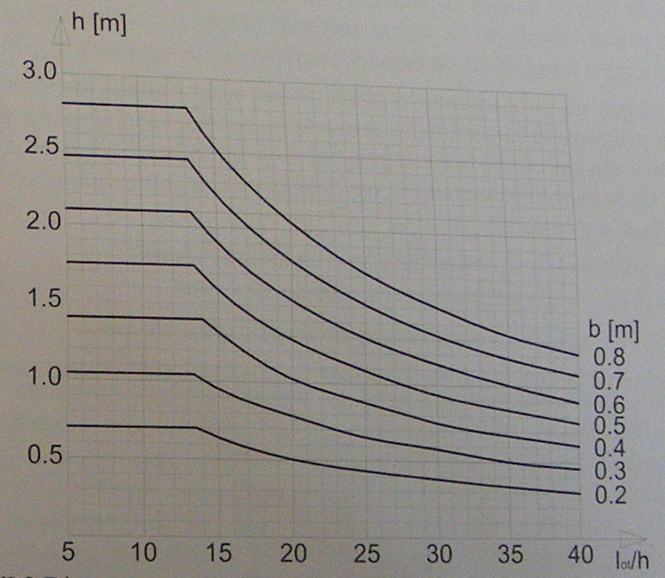


Figura VI.3 Diagrame pentru determinarea lățimii minime a tălpii la o secțiune T

VI.3 Procedee de verificare

Dacă nu sunt respectate relațiile VI.1 şi VI.2 trebuie verificată stabilitatea laterală a grinzii.

În literatură se găsesc mai multe procedee de calcul dintre care prezentăm:

a) metoda de evaluare a stabilității bazată pe bifurcarea echilibrului;

b) metoda bazată pe o analiză de ordin II.

Prima metodă presupune o grindă ideală la care materialul este perfect omogen, axa barei perfect rectilinie iar încărcările perfect centrate. În realitate nu există grinzi cu axă perfect dreaptă, ele prezentând mereu imperfecțiuni care până la urmă conduc la creşteri ale încărcărilor şi deformațiilor care la rândul lor pot duce la cedarea laterală a grinzii.

Posibilitatea de a lua în calcul imperfecțiunile geometrice o are numai metoda b). Delimitarea unei încărcări existente în comparație cu o sarcină critică aşa cum se procedează în cadrul metodei a) nu corespunde în totalitate realității. Pentru transportul şi montajul grinzilor se recomandă verificarea stabilității laterale după metoda a), mai puțin laborioasă, iar pentru depozitare şi situația finală metoda b), metoda care stă şi la baza calculelor automate.

a). Determinarea momentului încovoietor critic de pierdere a stabilității laterale se face pentru o grindă ideală cu secțiunea constantă și cu un plan de simetrie în care acționează momentul încovoietor. Pentru a ține seama de influența factorilor pe care teoria elasticității îi neglijează la verificarea stabilității laterale a grinzilor, se recomandă un coeficient de siguranță unic de cel puțin:

$$\gamma_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_{E,y}} \geq \gamma_{adm} = 2{,}5...3 \qquad \text{(VI.3)}$$

în care: M_{cr} – momentul încovoietor critic;

$M_{E,y}$ – momentul maxim de solicitare, în mijlocul grinzii, în timpul montajului sau transportului (valoarea caracteristică).

Momentul încovoietor critic se obține cu relația:

$$M_{cr} = \frac{2\sqrt{\alpha}}{l}\sqrt{EI_z \cdot GI_T} \qquad \text{(VI.4)}$$

Rigiditatea laterală la încovoiere EI_z se poate determina după cum urmează:

- dacă se admite că pe întreaga lungime a ei grinda este nefisurată (aproximație acceptabilă pentru că în faza de montaj și transport solicitările $M_{E,y}$ reprezintă cca.20% din solicitarea maximă) pentru calcule se va utiliza modulul secant E_{cm}, momentul de inerție I_z pentru întreaga secțiune transversală de beton și coeficientul de siguranță $\gamma_{adm} = 3$;
- dacă se admite că pe porțiunea centrală grinda este fisurată momentul de inerție I_z se determină pentru zona comprimată a secțiunii de beton, modulul secant pe porțiuni și $E_{c,med}$ se determină așa cum se va arăta la punctul *b.* și figura VI.8 (în relațiile de calcul $M_{E,y}$ se consideră cu valoarea caracteristică) iar coeficientul de siguranță se poate lua la valoarea minimă, adică $\gamma_{adm} = 2{,}5\%$.

Rigiditatea la torsiune GI_T se obține în funcție de ipoteza admisă:

- $G = 0{,}4E_{cm}$; I_T – pentru întreaga secțiune de beton;
- $G = 0{,}4E_{c,med}$; I_T – pentru secțiunea comprimată de beton.

Momentul de inerție la torsiune I_T se determină cu relația (3.116) și tabelul 3.8.

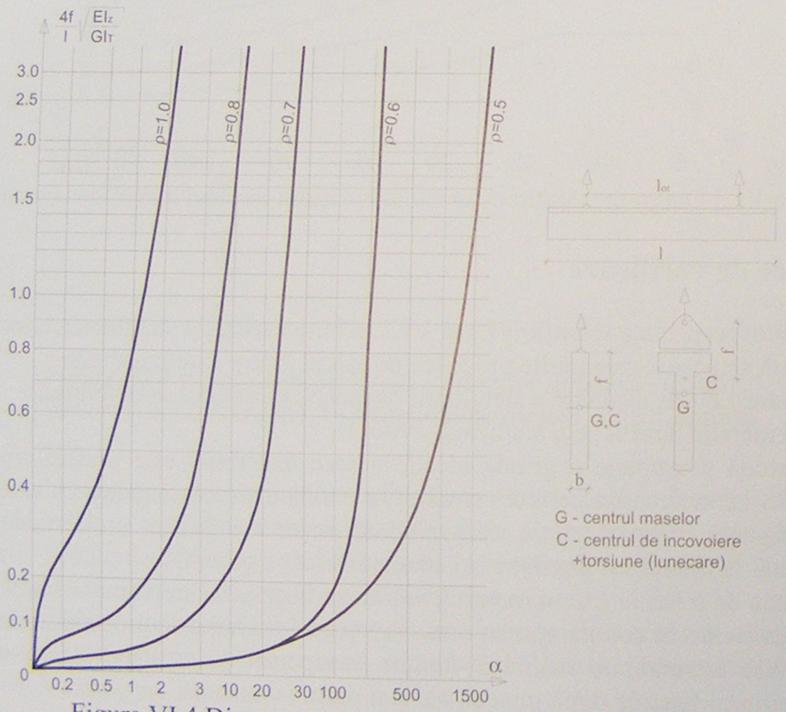


Figura VI.4 Diagrame pentru obținerea coeficientului α

Coeficientul α se obține pentru diferite poziții de suspendare $\rho = l_{ot}/l$, din figura VI.4 în funcție de $\frac{4f}{l}\sqrt{\frac{EI_z}{GI_T}}$ în care f este distanța de la centrul de încovoiere-torsiune (lunecare) al secțiunii transversale până la punctul de agățare.

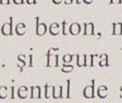
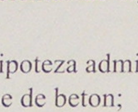
Se poate renunța la considerarea influențelor poziției centrului de lunecare și a înălțimii punctului de aplicație a sarcinii și în mod simplificat f se poate considera distanța dintre partea superioară a elementului și centrul de greutate al secțiunii, atâta timp cât punctul de aplicare al forței se află în apropierea fetei superioare a grinzii (cazul cel mai des întâlnit în practică).

La o **grindă în două ape** (fig. VI.5) momentul critic M_{cr} se poate determina cu relațiile de mai sus urmând una din cele două modalități:

- se calculează momentul critic la înălțimea maximă a grinzii, de obicei la mijloc, după care se înmulțește cu coeficientul subunitar η:

$$M_{cr} = \eta \cdot M_{cr,M} \qquad \text{(VI.5)}$$

- se determină momentul critic pentru secțiunea cea mai solicitată aflată la distanța x de la reazem.

η \ d_A/d_M	1,0	0,75	0,5	0,25
	1	0,87	0,74	0,61
	1	0,96	0,82	0,73

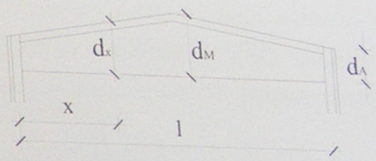


Figura VI.5 determinarea momentului critic M_{cr} pentru o grinda în două ape

La grinzile din **beton precomprimate**, în timpul transportului sau a montajului întreaga secțiune este comprimată. Din această cauză rigiditatea laterală și la torsiune respectiv momentul critic sunt mai mari decât în cazul grinzilor de beton armat. Simplificat la aproximarea stabilității laterale se pot utiliza principiile de la grinzile de beton armat fără a lua în considerație influențele favorabile a celor menționate mai sus.

b) Pentru verificarea siguranței la flambaj lateral al grinzilor zvelte, se poate folosi o analiză de ordinul II care adoptă o formă simplificată pentru deplasarea laterală și o expresie simplificată pentru rotirea secțiunii din mijlocul grinzii datorată torsiunii. Secțiunea din mijloc trebuie calculată la încovoiere biaxială în concordanță cu rotirea secțiunii. Reazemele de capăt (în general sub formă de furcă) trebuie să reziste la momentul de torsiune de ordinul II cauzate de deplasarea laterală.

După [51] este recomandat să se considere în calcule o excentricitate adițională laterală $e_a = l/500$ și o rotire a secțiunii transversale $\vartheta_a = 0{,}0075$ (fig. VI.6).

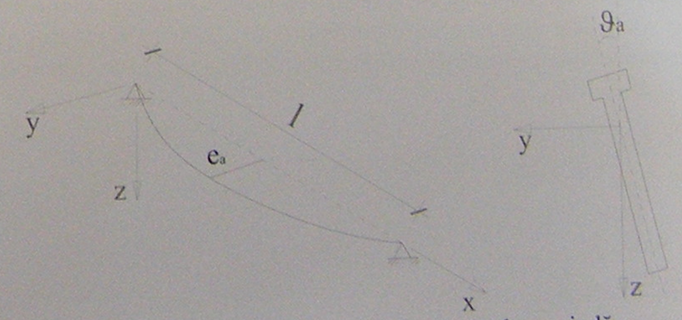


Figura VI.6 Deplasări și rotiri nedorite la o grindă

În cazul situațiilor persistente sau tranzitorii (depozitare pe un termen mai lung) trebuie să se țină cont de deformațiile de durată ale betonului.

Creșterea deformației datorită curgerii lente a betonului nu are voie să fie mai mare decât deformația obținută din încărcările permanente.

O modalitate de estimare globală, fără calcule, a deformării prin curgere lentă este prin dublarea deformațiilor inițiale e_a și ϑ_a datorate imperfecțiunilor [76].

În EC2 s-a renunțat la rotirea nedorită a secțiunii și prevede doar o deformație laterală de $e_a = l/300$ unde l este lungimea totală a grinzii.

Sistemul structural, încărcările și secțiunea transversală cu armăturile aferente sunt cunoscute dintr-o dimensionare prealabilă rămânând de stabilit rigiditățile secțiunii.

Rigiditatea laterală EI_z și rigiditatea la torsiune GI_T se stabilesc în stadiul II sub solicitări obținute cu coeficienți parțiali de siguranță $\gamma_G = 1{,}1$ respectiv $\gamma_Q = 1{,}5$. Este suficient să se stabilească rigiditatea în zona cu cea mai mare solicitare.

Rigiditatea la încovoiere laterală EI_z se determină pentru zona comprimată de beton și armătura întinsă (obținute cu momentul $M_{Ed,y}$). Pentru o grindă de beton armat efortul unitar din armătura întinsă și poziția axei neutre se obține cu relațiile:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{Ed,y\max}}{A_{S1}\cdot\zeta\cdot d} \qquad \text{(VI.6)}$$

$$x = \xi\cdot d \qquad \text{(VI.7)}$$

Coeficienții ξ și ζ se determină în funcție de forma secțiunii:

– pentru secțiuni dreptunghiulare simplu armate:

$$\xi = n\cdot\rho\left(-1+\sqrt{1+\frac{2}{n\rho}}\right)$$

$$\zeta = 1-\frac{\xi}{3} \qquad \text{(VI.8)}$$

– pentru secțiuni T simplu armate:

$$\xi = \left(n\rho+\overline{A}\right)\left[-1+\sqrt{-1+\frac{2n\rho+\overline{A}\cdot\overline{h}_f}{\left(n\rho+\overline{A}\right)^2}}\right]$$

$$\zeta = 1-\frac{\rho}{3}+\frac{\overline{A}}{n\rho}\cdot\frac{\xi-0{,}5\overline{h}_f}{1-\xi}\left(\frac{\xi}{3}-0{,}5\overline{h}_f\right) \qquad \text{(VI.9)}$$

în care sau utilizat notațiile:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d}\ ,\quad \overline{A} = \frac{b-b_w}{b_w}\cdot\overline{h}_f\ ,\quad \overline{h}_f = \frac{h_f}{d}$$

$$n = \frac{E_s}{1{,}05E_{cd}}\ ,\quad E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}}\ ,\quad \gamma_{CE} = 1{,}2 \qquad \text{(VI.10)}$$

Pentru **grinzile precomprimate** se poate utiliza relațiile și diagramele prezentate la pct. 3.6.1.

În calcule se vor utiliza diagrame de efort-deformație bazate pe valorile de calcul, indicate pentru beton în figura VI.7, iar pentru oțel în figura 2.6. Relația (2.22) se transformă prin înlocuirea rezistenței medii f_{cm} cu f_{cd} și E_{cm} cu E_{cd}:

$$\sigma_c = f_{cd}\frac{k\eta-\eta^2}{1+(k-2)\eta} \qquad \text{(VI.11)}$$

În care:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}(f_{cd})}\ ;\quad \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu}$$

$$k = \frac{1{,}05E_{cd}\varepsilon_{c1}(f_{cd})}{f_{cd}}$$

$\varepsilon_{c1}(f_{cd})$ - conform tabel 2.2;

E_{cd} - conform relației VI.10.

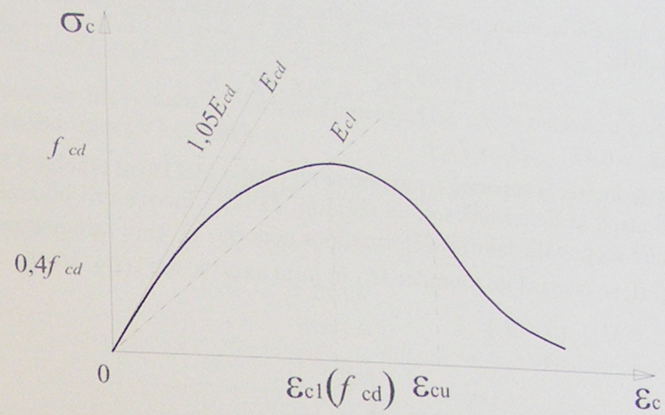


Figura VI.7 Reprezentarea schematică a relației efort-deformație pentru analiza stabilității laterale

Calculând deformațiile specifice în fibrele caracteristice ale secțiunii transversale (fibra extremă superioară și în dreptul feței inferioare a plăcii la o secțiune T) cu relația (VI.11) se obțin eforturile unitare de compresiune în beton (fig.VI.8).

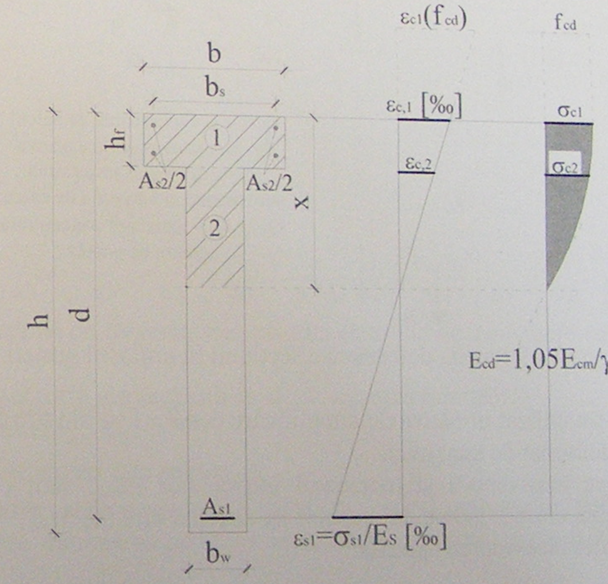


Figura VI.8 Alungiri specifice și eforturi unitare în secțiunea din mijlocul grinzii

Media modulului secant pentru zona comprimată a secțiunii din figura VI.8 se obține cu relațiile:

$$E_{c1} = \frac{1}{2}\left(\frac{\sigma_{c1}}{\varepsilon_{c1}}+\frac{\sigma_{c2}}{\varepsilon_{c2}}\right)10^3$$

$$E_{c2} = \frac{1}{2}\left(\frac{\sigma_{c2}}{\varepsilon_{c2}}\cdot 10^3+1{,}05E_{cd}\right) \qquad \text{(VI.12)}$$

$$E_{c,med} = \frac{E_{c1} b \cdot h_f + E_{c2} \cdot b_w (x - h_f)}{b \cdot h_f + b_w (x - h_f)}$$

Rigiditatea laterală la încovoiere şi rigiditatea la torsiune pentru secţiunea din figura VI.8 se determină cu relaţiile:

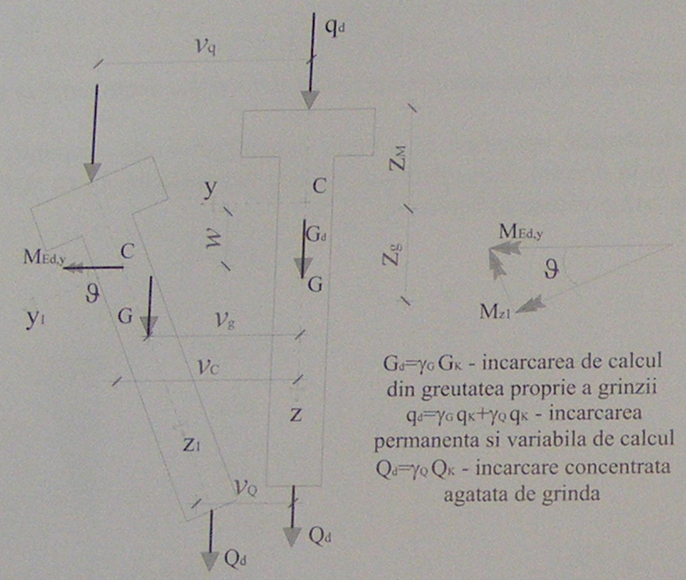
$$EI_z = E_{c1} \frac{h_f b^3}{12} + E_{c2} \frac{(x - h_f) b_w^3}{12} + 0{,}25 E_s \cdot A_{s2} \cdot b_s^2 \qquad \text{(VI.13)}$$

$$GI_T = 0{,}4 E_{c,med} (I_{T1} + I_{T2}) \qquad \text{(VI.14)}$$

în care momentul de inerţie la torsiune I_{Ti} se obţine cu relaţia (3.116) şi tabelul 3.8.

Într-o primă etapă se determină rotirea secţiunii datorită încovoierii biaxiale. În momentul în care apare o răsucire secţională datorită deformaţiilor nedorite ϑ_a care înregistrează creşteri în urma efectele de ordinul II, se creează un moment M_{z1} în jurul axei "slabe" (fig. VI.9):

$$M_{z1} = M_{Ed,y} (\vartheta + \vartheta_a) \qquad \text{(VI.15)}$$



$G_d = \gamma_G G_K$ - incarcarea de calcul din greutatea proprie a grinzii
$q_d = \gamma_G q_K + \gamma_Q q_K$ - incarcarea permanenta si variabila de calcul
$Q_d = \gamma_Q Q_K$ - incarcare concentrata agatata de grinda

Figura VI.9 Poziţia deformată a secţiunii în mijlocul grinzii

În relaţia VI.15 s-au utilizat următoarele simplificări $\cos\vartheta = 1$ şi $\sin\vartheta = \vartheta$ care sunt valabile numai în cazul în care deformaţiile sunt mici.

Deoarece secţiunea transversală şi momentul încovoietor $M_{Ed,y}$ sunt cunoscute, se poate determina, în starea limită ultimă, momentul capabil pe cealaltă direcţie $M_{Rd,z}$ după care se obţine rotirea maximă admisă din încovoierea biaxială:

$$\vartheta_B = \frac{M_{Rd,z}}{M_{Ed,y}} - \vartheta_a \qquad \text{(VI.16)}$$

În a doua etapă se determină rotirea secţiunii transversale în mijlocul grinzii, obţinută din momentul de fisurare datorită torsiunii (T_{Rf}).

În cazul unui calcul manual, pentru momentul de torsiune de ordinul II, se recomandă o variaţie cosinusoidală în lungul grinzii, pentru care rotirea la mijloc rezultă:

$$\vartheta_T = \frac{T_{Rf} \cdot l_{ot}}{\pi \cdot GI_T} \qquad \text{(VI.17)}$$

$$T_{R,f} = f_{ctm} \cdot W_T$$

în care: f_{ctm} – rezistenţa medie la întindere axială conform tabelului 2.1;

$W_T = \alpha_i \cdot h_i \cdot b_i^2$ - momentul de rezistenţă la torsiune în care α_i se obţine din tabelul VI.1.

Tabelul VI.1 Valorile coeficientului α_i

h/b	1,0	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0	∞
α_i	0,208	0,231	0,239	0,246	0,258	0,267	0,282	0,299	0,307	0,313	0,333

Poziţia centrului de încovoiere – torsiune (lunecare) se poate obţine cu o aproximaţie bună utilizând diagramele din figura VI.10 [94].

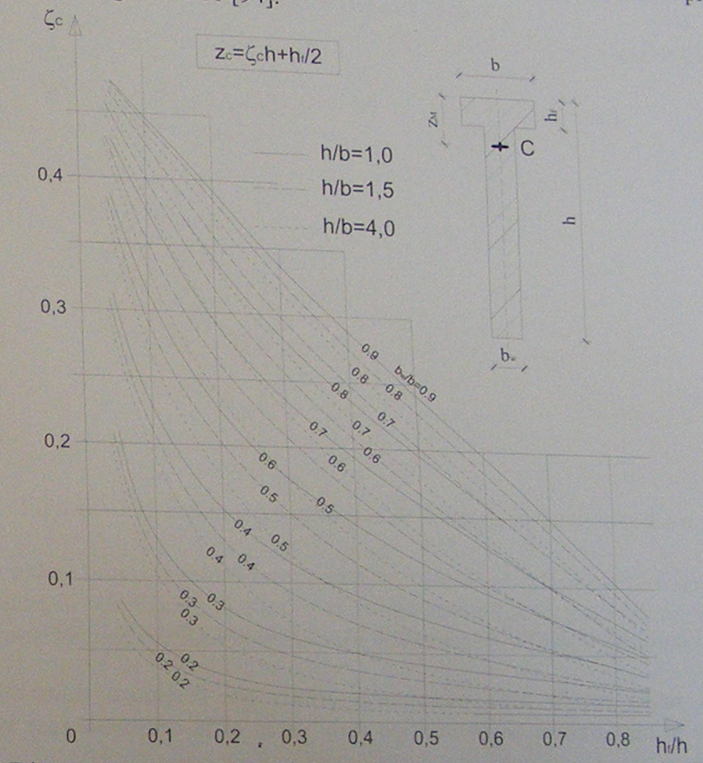


Figura VI.10 Diagrame pt. determinarea poziţiei centrului de încovoiere–torsiune la o secţiune T

Dintre cele două rotiri ale secţiunii se alege valoarea minimă:

$$\vartheta = \min(\vartheta_B; \vartheta_T) \qquad \text{(VI.18)}$$

care în cele mai multe cazuri este rotirea ϑ_T.

Hotărâtor pentru aprecierea echilibrului în cadrul sistemului deformat este deplasarea orizontală din rotirea minimă şi acţiunea încărcărilor verticale (g_d + q_d) la nivelul centrului de lunecare (fig.VI.9):

$$v = \left(\frac{1}{8\pi^2} - \frac{1}{\pi^3} + \frac{3}{\pi^4} \right) (g_d + q_d) \frac{\vartheta \cdot l_{ot}^4}{EI_z} \qquad \text{(VI.19)}$$

la care se adaugă deplasarea laterală nedorită:

$$v_C = v + e_a \qquad \text{(VI.20)}$$

Se determină separat deplasarea laterală pentru punctele unde sunt aplicate încărcările verticale:

$$v_g = v_C - z_g \cdot \vartheta \qquad \text{(VI.21)}$$

$$v_q = v_C - z_M \cdot \vartheta \qquad \text{(VI.22)}$$

În relațiile de calcul ale deplasărilor laterale s-a neglijat termenul dat de deplasarea pe verticală w raportată cu unghiul ϑ.

Momentul de torsiune de ordinul II pe reazem (fig. VI.11) se determină cu relația:

$$T_A = \left(g_d \cdot v_g + q_d \cdot v_q\right)\frac{l_{ot}}{\pi} \qquad \text{(VI.23)}$$

Verificarea stabilității laterale a grinzii este satisfăcută dacă momentul de torsiune calculat cu relația (VI.23) este mai mic decât momentul de fisurare la torsiune a secțiunii transversale de pe reazem.

$$T_A < T_{Rf,A} \qquad \text{(VI.24)}$$

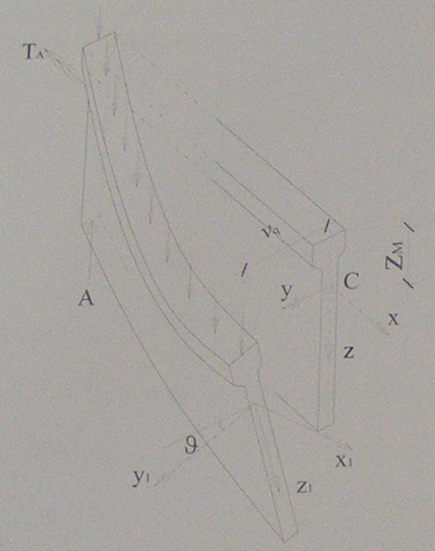


Figura VI.11 Echilibru cu luarea în considerare a deformațiilor

De cele mai multe ori în zona reazemului grinda are secțiunea transversală îngroşată (fig. VI.12) situație în care trebuie să se verifice stabilitatea şi în secțiunea mai îngustă B-B cu relația aproximativă:

$$T_B \approx T_A \cdot \frac{l_B}{l_{ot}} < T_{Rf,B} \qquad \text{(VI.25)}$$

Dacă relațiile (VI.24) şi (VI.25) nu sunt verificate se reia tot calculul cu o secțiune transversală mărită (în special talpa secțiunii).

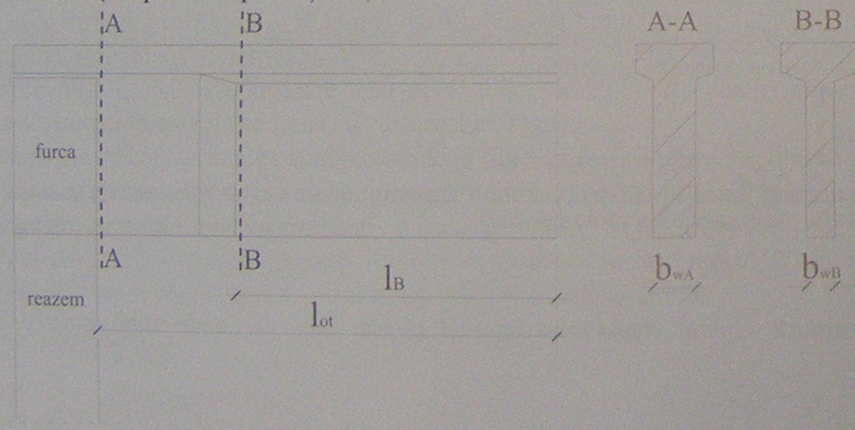


Figura VI.12 Grinzi îngroşate la capete

VI.4 Solicitările în reazem

Verificarea la instabilitatea laterală a presupus la reazeme elemente constructive rigide care să împiedice răsturnarea grinzii.

La structurile prefabricate, grinzile de acoperiş sunt aşezate la reazem (de obicei stâlpi) în furci de beton armat (fig. VI.13). Se poate considera furca rigidă aceea la care pereții sunt legați cu o diafragmă transversală. Dacă o astfel de rezolvare nu este posibilă (de ex. în cazul stâlpilor centrali) pereții se vor lega între ele cu buloane (fig. VI.13c).

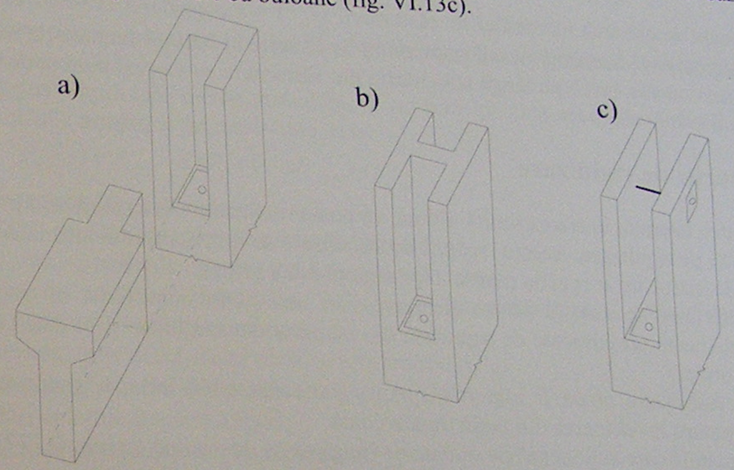


Figura VI.13 Rezemarea grinzilor de acoperiş în furci de beton armat

Dacă nu există nici o legătură între pereți, trebuie să se refacă calculul de stabilitate a grinzii cu o rotire adițională mărită care să conțină şi rotirea datorită deformației furcii la vârf.

Dimensionarea furcii se face la solicitările prezentate în figura VI.14.

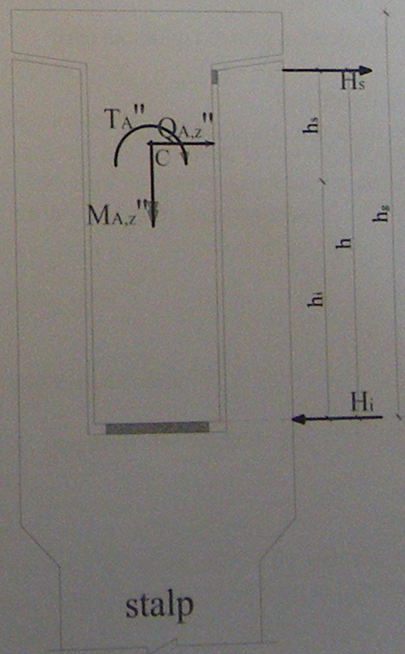


Figura VI.14 Solicitările în furcă

$$H_S = \frac{T_A''}{h} + \frac{Q_{A,z}''}{2}\frac{h_i}{h}, \quad H_i = \frac{T_A''}{h} - \frac{Q_{A,z}''}{2}\frac{h_s}{h} \tag{VI.26}$$

$$T_A'' = T_{Rf,A}$$

$$M_{A,z}'' = M_{Ey,\max} \cdot \vartheta_a, \quad \vartheta_a = 0{,}0075 \tag{VI.27}$$

$$Q_{Az}'' = \frac{4}{l_{ot}} \cdot M_{A,z}'' \tag{VI.28}$$

După cum se observă momentul de răsturnare (T_A'') s-a considerat la valoarea capacității de răsucire a secțiunii de la capătul grinzii (momentul de fisurare al întregii secțiuni de beton).

La dimensionarea furcii pe lângă solicitările din răsturnare se va ține cont şi de cele provenite din alte acțiuni (vânt, seism etc.).

VI.5 Legăturile de rigidizare

Stabilitatea laterală, în starea limită ultimă, se poate realiza în afara stabilității proprii a grinzii şi prin elemente de rigidizare. Aceste legături de stabilizare se utilizează mai ales la deschideri mari evitând lățimile mari care ar rezulta pentru talpa superioară a grinzii.

Solicitările care se nasc în aceste elemente sunt mai puțin importante în cazul unor şaibe realizate din elemente prefabricate de suprafață din beton armat sau chiar şi în cazul utilizării unor pane de beton armat.

Forța de stabilizare poate fi importată pentru pane din tablă îndoită, grinzi cu zăbrele de rigidizare, sau pentru învelitoarea din tablă trapezoidală.

Forța orizontală care acționează pe unitate de lungime se determină cu relația [77]:

$$q_h = \frac{m \cdot M_{Ed,y\max}}{350 \cdot l_{ot} \cdot b_i} \tag{VI.29}$$

în care: $M_{Ed,ymax}$ – momentul încovoietor maxim sub efectul încărcărilor verticale de calcul (kNm);

m – numărul elementelor de rigidizare:

l_{ot} – deschiderea grinzii (m);

$b_i = \sqrt[3]{\frac{12I_z}{h_g}}$ - lățimea echivalentă a grinzii rigidizată (m);

h_g – înălțimea grinzii rigidizată (m);

I_z – momentul de inerție după direcția slabă (mm^4).

STABILIREA FORȚEI DE PRECOMPRIMARE LIMITAREA EFORTURILOR UNITARE

VII.1 Forța de precomprimare

În armătura pretensionată se produc pierderi de tensiune instantanee şi pierderi de tensiune dependente de timp.

Forța de precomprimare medie probabilă, la un timp precizat t şi la o distanță indicată x de extremitatea activă a armăturii pretensionate, este:

$$P_{m,t}(x) = P_{\max} - \Sigma\Delta P_i(x) - \Delta P_{c+s+r}(x) \tag{VII.1}$$

în care: P_{max} este forța de precomprimare maximă;

$\Sigma\Delta P_i(x)$ – suma pierderilor de tensiune instantanee;

$\Delta P_{c+s+r}(x)$ – pierderile de tensiune dependente de timp.

Pierderile de tensiune instantanee $\Delta P_i(x)$, la precomprimarea prin preîntindere sau postîntindere, după caz, au următoarele cauze:

- pierderi datorate deformației elastice a betonului ΔP_{el};
- pierderi datorate relaxării pe termen scurt ΔP_r;
- pierderi datorate frecării $\Delta P_\mu(x)$;
- pierderi datorate lunecării în ancoraje ΔP_{sl};
- pierderi datorate tratamentului termic al betonului ΔP_θ.

Pierderile dependente de timp se produc sub efectul fluajului (curgerii lente) şi contracției betonului, pe de-o parte şi sub efectul relaxării oțelului pe termen lung, pe de altă parte.

Valoarea forței de precomprimare la timpul $t = t_0$ denumită inițială $P_{m0}(x)$ aplicabilă imediat după întinderea armăturilor şi fixarea ancorajelor (la precomprimarea cu armături postîntinse) sau după transferul forței de precomprimare (la precomprimarea cu armături preîntinse) se obține cu relația:

$$P_{m0}(x) = P_{\max} - \Sigma\Delta P_i(x) \le A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \tag{VII.2}$$

în care: A_p este aria armăturii pretensionate;

$\sigma_{pm0}(x)$ este efortul în armătură imediat după întindere sau transfer.

Efortul în armătură imediat după întindere sau transfer se obține prin reducerea rezistenței caracteristic f_{pk} sau a efortului unitar $f_{p0,1k}$ după cum urmează:

$$\sigma_{pm0} = \min\begin{cases} 0{,}75 f_{pk} \\ 0{,}85 f_{p0,1k} \end{cases} \tag{VII.3}$$

VII.2 Forța de pretensionare maximă

Forța maximă aplicabilă armăturii la capătul activ în timpul tensionării nu trebuie să depăşească următoarea valoare:

$$P_{\max} \le A_p \sigma_{p,\max} \tag{VII.4}$$

Efortul unitar maxim (denumit şi efort unitar de calcul), reprezentând efortul introdus în armătură prin utilajul de pretensionare, înainte de blocare, se limitează la valorile:

$$\sigma_{p,\max} = \min\begin{cases} 0{,}80 f_{pk} \\ 0{,}90 f_{p0,1k} \end{cases} \tag{VII.5}$$

Aplicarea unei forțe de precomprimare mai mari se admite cu condiția ca efortul de control aplicată de presa de precomprimare să poată fi măsurat cu o precizie de ±5%, caz în care:

$$\sigma_{p,\max} = 0{,}95 f_{p0{,}1k} \qquad \text{(VII.6)}$$

VII.3 Pierderi de tensiune

VII.3.1 Pierderi instantanee în cazul pretensionării prin preîntindere

Pierderile de tensiune cere se iau în considerare sunt următoarele:

a) în timpul operației de tensionare:
- pierderea datorită frecării în dreptul deflectorilor (în cazul sârmelor sau toroanelor curbe);
- pierderi datorate lunecării în ancoraje.

b) înainte de transfer: pierderi datorite relaxării armăturilor în intervalul de timp dintre pretensionare și transfer.

c) Pierderi în timpul transferului datorită deformației elastice a betonului.

În cazul elementelor cu armătură preîntinsă trebuie să se ia în considerare efectul tratamentului termic al betonului asupra relaxării oțelului.

VII.3.2 Pierderi instantanee în cazul precomprimării prin postîntindere

VII.3.2.1 *Pierderi datorită deformației instantanee a betonului*

Deformația betonului cauzată de întinderea succesivă a armăturilor produce o pierdere de tensiune ΔP_{el}, care se poate calcula ca o valoare medie în fiecare armătură cu relația:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \frac{j \Delta\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \qquad \text{(VII.7)}$$

unde: $\Delta\sigma_c(t)$ – variația efortului în centrul de greutate al armăturilor la timpul t;
j – coeficient având valoarea $(n\text{-}1)/2n$;
n – numărul armăturilor identice întinse succesive.

Valoarea coeficientului j se poate lua aproximativ ½. Pentru acțiunile permanente aplicate după precomprimare se consideră $j = 1$.

VII.3.2.2 *Pierderi datorită frecării*

Calculul acestor pierderi se face cu relația:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max}\left(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}\right) \qquad \text{(VII.8)}$$

unde: $P_{\max}$ este forța de pretensionare la capătul activ în timpul tensionării;
μ – coeficient de frecare între armătură și canal, având valorile din tabelul VII.1;
θ- suma deviațiilor unghiulare pe distanța x (indiferent de direcția și semnul lor);
k – deviația unghiulară accidentală pe unitatea de lungime, pentru armături interioare, având în general valoarea $0{,}005 < k < 0{,}01$ pe metru.
x – distanța de la punctul de tragere la punctul unde se evaluează pierderea de tensiune.

Tabelul VII.1 Coeficienți de frecare μ pt. tendoane postîntinse interioare și exterioare neaderente

	Armături interioare[1)]	Armături exterioare (ne-aderente)			
		Canal de oțel/neuns	Canal de HDPE/neuns	Canal de oțel/uns	Canal de HDPE/uns
Sârmă trefilată la rece	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Toron	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Bare striate	0,65	-	-	-	-
Bare lise	0,33	-	-	-	-

[1)] în cazul armăturilor care ocupă aproximativ jumătate din secțiunea canalului

Notă – HDPE – polietilenă de înaltă densitate.

Pentru armăturile pretensionate exterioare, pierderile datorită deviațiilor unghiulare accidentale se pot neglija.

VII.3.2.3 *Pierderi în ancoraje*

Aceste pierderi se produc datorită lunecării armăturii în ancoraje în timpul operației de ancorare, ca și datorită deformării ancorajului în sine. Valoarea lor este dată în agrementul tehnic european.

VII.3.2.4 *Pierderi datorită tratamentului termic*

În cazul în care elementele prefabricate din beton sunt supuse la un tratament termic, în vederea accelerării întăririi betonului scăderea efortului unitar în armătură poate fi estimată cu expresia:

$$\Delta P_\theta = 0{,}5 A_p E_p \alpha_c \left(T_{\max} - T_0\right) \qquad \text{(VII.9)}$$

în care: A_p este aria secțiunii armăturii pretensionate;
E_p – modulul de elasticitate al armăturilor pretensionate;
α_c – coeficientul de dilatare termică a betonului;
T_{max}-T_0 – diferența între temperatura maximă și temperatura inițială a betonului în apropierea armăturilor pretensionate, în C°.

Pierderea de tensiune ΔP_θ datorită tratamentului termic poate fi neglijată dacă armăturile sunt preîncălzite.

VII.3.3 Pierderi de tensiune dependente de timp în armături pre sau postîntinse

Cauzele acestor pierderi sunt:
- reducerea alungirii armăturii ca urmare a deformării betonului sub efectul curgerii lente și a contracției, sub încărcări permanente.
- diminuării efortului în armătura datorită relaxării oțelului.

Interacțiunea dinte relaxarea oțelului și deformația betonului din curgere lentă și contracție se ia în considerare în calcul în mod aproximativ printr-un coeficient de reducere egal cu 0,8.

Evaluarea pierderilor de tensiune dependente de timp, la abscisa x, sub încărcări permanente, se poate face printr-un procedeu simplificat, cu ajutorul relației:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0{,}8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t,t_0)\sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c}\left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right)\left[1 + 0{,}8\varphi(t,t_0)\right]} \qquad \text{(VII.10)}$$

în care: $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ este valoarea absolută a variației efortului în armături la abscisa x, la momentul t, din fluaj, contracție și relaxare;
ε_{cs} – valoarea estimată a contracției;
$\Delta\sigma_{pr}$ – valoarea absolută a variației efortului în armături la abscisa x, la momentul t, din relaxare, datorită forței de precomprimare inițiale și încărcărilor cvasipermanente;
E_p, E_{cm} – modulul de elasticitate al armăturii pretensionate respectiv al betonului;
$\varphi(t,t_0)$ – coeficientul de flambaj (curgere lentă) la momentul t, sub o încărcare aplicată la timpul t_0;
$\sigma_{c,QP}$ – efortul în beton în vecinătatea armăturilor, sub acțiunea greutății proprii și a forței de precomprimare inițiale ca și a altor încărcări cvasipermanente, dependent de faza de construcție considerată;
A_p, A_c – aria secțiunii armăturilor respectiv a betonului;

I_c – momentul de inerție al secțiunii de beton;

z_{cp} – distanța dintre centrele de greutate ale secțiunii de beton și a armăturilor pretensionate.

Comportarea la relaxare a armăturilor pretensionate definește clasa acesteia după cum urmează:

– clasa 1: sârme sau toroane cu relaxare normală;

– clasa 2: sârme sau toroane cu relaxare scăzută;

– clasa 3: bare laminate la cald care au fost supuse la un tratament complementar.

Calculul pierderilor de tensiune datorită relaxării se efectuează pe baza pierderii de tensiune prin relaxarea (în %) la 1000 de ore după tensionarea (ρ_{1000}), la o temperatură de 20°C.

Mărimea ρ_{1000} se exprimă printr-un procent din efortul inițial egal cu $0{,}7f_p$, f_p fiind rezistența efectivă la întindere a armăturii pretensionate, măsurată pe epruvete. La proiectare se ia f_{pk} în loc de f_p.

Pierderea din relaxare ρ_{1000} poate fi considerată egală cu 8% pentru clasa 1, cu 2,5% pentru clasa 2 și cu 4% pentru clasa 3, sau se ia din certificatul de calitate al fabricantului.

Pierderea de tensiune datorită relaxării se poate calcula cu ajutorul relațiilor ce urmează:

– clasa 1: $$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5{,}39\rho_{1000}\cdot e^{6{,}7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)} 10^{-5} \qquad \text{(VII.11)}$$

– clasa 2: $$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0{,}66\rho_{1000}\cdot e^{9{,}1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)} 10^{-5} \qquad \text{(VII.12)}$$

– clasa 3: $$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1{,}98\rho_{1000}\cdot e^{8{,}0\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)} 10^{-5} \qquad \text{(VII.13)}$$

unde: $\Delta\sigma_{pr}$ – valoarea absolută a pierderilor din relaxare;

σ_{pi} – valoarea absolută a efortului inițial imediat după transfer în cazul postîntinderii, respectiv efortul de control mai puțin pierderile instantanee care se produc în procesul de preîntindere;

t – timpul după întindere (în ore).

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$

Valorile finale ale pierderilor de tensiune din relaxare se obțin la un timp t = 500.000 ore (aproximativ 57 ani).

VII.4 Limitarea eforturilor unitare în beton

Elementele precomprimate sunt expuse în momentul transferului la acțiunea forței de precomprimare, aplicată de regulă excentric, și a eventualelor încărcări exterioare concomitente (în mod obișnuit greutatea proprie a elementului).

Verificarea se face în secțiunea cea mai periculoasă din lungul elementului, adică acolo unde efectul precomprimării este maxim, iar cel al încărcărilor exterioare concomitente este minim.

Rezistența betonului în momentul transferului se prescrie prin proiect în funcție de starea de eforturi la transfer, dar nu poate fi mai mică decât valoarea minimă precizată în Agrementul Tehnic European în funcție de caracteristicile armăturii pretensionate și condițiile tehnologice de realizare. După normele existente în țară această rezistență trebuie să fie $\geq 80\%$ din rezistența finală a betonului.

Dacă pretensionarea se aplică în trepte, armătură cu armătură, rezistența cerută pentru beton poate fi redusă. Rezistența minimă $f_{cm}(t)$ este egală cu 50% din rezistența betonului precizată în Agrementul Tehnic European. Între rezistența minimă și rezistența betonului cerută pentru pretensionarea integrală, valoarea poate fi interpolată între 30% și 100% din forța de pretensionare integrală.

Pentru evitarea dezvoltării fisurilor longitudinale se limitează efortul de compresiune în beton în timpul transferului la valoarea:

$$\sigma_c \leq 0{,}60 f_{ck}(t) \qquad \text{(VII.14)}$$

în care: $f_{ck}(t)$ este rezistența caracteristică la compresiune a betonului la timpul t la care se aplică forța de precomprimare.

În elementele de beton precomprimat cu armătură preîntinsă, efortul în beton poate fi mărit până la valoarea $0{,}7f_{ck}(t)$, dacă se poate demonstra prin încercări sau prin experimentări că fisurarea longitudinală este evitată.

Pentru evitarea curgerii lente excesive, eforturile unitare de compresiune sub acțiunile cvasipermanente sunt limitate la 0,45 f_{ck}. În caz contrar se va ține seama de neliniaritatea curgerii lente.

CALCULUL STATIC AL PLĂCILOR

VIII.1 Calculul în domeniul elastic

VIII.1.1 Plăci care lucrează după o singură direcție ($l_2/l_1>2$)

VIII.1.1.1 *Plăci cu deschideri egale*

Momentele încovoietoare maxime pentru plăci cu grosime constantă încărcate cu sarcini uniform distribuite se calculează la fel ca la grinzi (vezi pct. IX.1.1).

Momentele negative din deschideri se pot determina cu relația:

$$M_{(-)} = \frac{l^2}{24}\left(g - \frac{2}{3}p\right) \qquad \text{(VIII.1)}$$

Deschiderea de calcul l se stabileşte aşa cum se arată în anexa II.

VIII.1.1.2 *Plăci cu deschideri neegale*

Momentele încovoietoare maxime din câmpuri se determină cu relația:

$$M_{max} = (ag+bp)l^2 \qquad \text{(VIII.2)}$$

iar cele de pe reazeme cu relația:

$$M_{min} = (ag+cp)l^2 \qquad \text{(VIII.3)}$$

Valorile coeficienților *a, b* şi *c* sunt date în tabelele 9...33 din „Grinzi continue“ de prof. C. N. Avram [30].

Dacă diferența dintre deschiderea maximă şi minimă a plăcii nu depăşeşte 20% calculul static se poate face cu relațiile de la plăci cu deschideri egale.

VIII.1.2 Plăci care lucrează după două direcții ($l_2/l_1 \le 2$)

VIII.1.2.1 *Plăci cu deschideri egale*

Momentele încovoietoare pentru plăcile continue alcătuite din panouri egale dispuse pe trei rânduri (fig. VIII.1) se determină după schema de încărcare din figura VIII.2 cu următoarele relații:

– în câmpurile de colț 4

$$M_{x\,min}^{max} = l_x^2(\alpha_4 q' \pm \alpha_1 q''); \qquad M_{y\,min}^{max} = l_y^2(\beta_4 q' \pm \beta_1 q''); \qquad \text{(VIII.4)}$$

– în câmpurile marginale 5

$$M_{x\,min}^{max} = l_x^2(\alpha_5 q' \pm \alpha_1 q''); \qquad M_{y\,min}^{max} = l_y^2(\beta_5 q' \pm \beta_1 q''); \qquad \text{(VIII.5)}$$

– în câmpurile mijlocii 6

$$M_{x\,min}^{max} = l_x^2(\alpha_6 q' \pm \alpha_1 q''); \qquad M_{y\,min}^{max} = l_y^2(\beta_6 q' \pm \beta_1 q''); \qquad \text{(VIII.6)}$$

– pe reazemele *a, b, c, d ,e, f*

$$M_a = -1/10\, x_5 q\, l_x^2; \qquad M_b = -1/12\, x_5 q\, l_x^2; \qquad \text{(VIII.7)}$$

$$M_c = -1/10\, x_6 q\, l_x^2; \qquad M_d = -1/12\, x_6 q\, l_x^2; \qquad \text{(VIII.8)}$$

$$M_e = -1/10\, x_5 q\, l_x^2; \qquad M_f = -1/12\ (1-x_6) q\, l_y^2. \qquad \text{(VIII.9)}$$

Pentru panourile marginale 5 direcția l_x trebuie să fie totdeauna paralelă cu marginea simplu rezemată, coeficienții fiind calculați în această ipoteză. Valorile coeficienților α, β şi x sunt date în tabelele VIII.1...VIII.6.

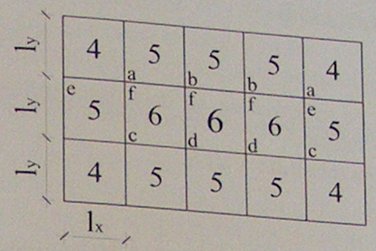


Fig. VIII.1 Plăci continue alcătuite din panouri

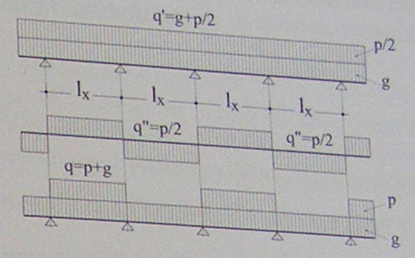


Fig. VIII.2 Ipoteze de încărcare

VIII.1.2.2 *Plăci cu deschideri neegale*

Calculul momentelor încovoietoare se poate face prin metoda Cross. Un exemplu de calcul se găseşte în lucrarea „Construcții de beton armat. Probleme 1” [60].

Dacă diferența între deschiderea maximă şi minimă nu depăşeşte 20% calculul static se poate face ca la plăcile cu deschideri egale.

VIII.2 Calculul în domeniul plastic

VIII.2.1 Plăci care lucrează după o singură direcție

VIII.2.1.1 *Plăci cu deschideri egale*

Calculul momentelor încovoietoare în câmpuri şi pe reazeme se face astfel (fig. VIII.3):

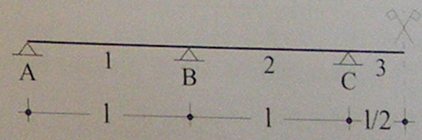


Fig. VIII.3 Schemă statică grindă continuă

$$M_1 = \frac{1}{11}(g+p)l^2; \quad M_B = -\frac{1}{14}(g+p)l^2; \quad M_2 = M_3 = -M_C = \frac{1}{16}(g+p)l^2;$$

Pentru plăcile cu mai multe scheme de încărcare, înfăşurătoarele momentelor încovoietoare de calcul se determină cu ajutorul diagramei din figura IX.3 (Anexa IX. Calculul static al grinzilor) în care ordonatele momentelor negative se calculează utilizând valorile coeficienților β din tabelul VIII.7.

VIII.2.1.2 *Plăci cu deschideri neegale*

Dacă deschiderile alăturate nu diferă cu mai mult de 10% momentele încovoietoare se calculează cu relațiile de la plăci cu deschideri egale, luând pentru calculul momentului pe reazem deschiderea vecină cea mai mare.

Dacă diferența dintre deschideri depăşeşte 10%, calculul se începe de la deschiderea cea mai mare pentru care momentul încovoietor se ia:

– dacă deschiderea maximă a plăcii este marginală

$$\frac{ql^2}{11} \ge M \ge \frac{ql^2}{14}; \qquad \text{(VIII.10)}$$

– dacă deschiderea maximă a plăcii este intermediară

$$\frac{ql^2}{16} \geq M \geq \frac{ql^2}{24}; \qquad \text{(VIII.11)}$$

Se stabilesc apoi valorile momentelor de pe reazemele aceleiaşi deschideri din condiţia ca semisuma momentelor de pe reazeme plus momentul din câmp să fie:

$$M = \frac{ql^2}{8}; \qquad \text{(VIII.12)}$$

Considerând în sfârşit, momentele de pe reazeme ca valori date se determină momentele încovoietoare din deschiderile vecine respectând aceeaşi condiţie.

Pentru simplificarea calculelor se recomandă utilizarea tabelului VIII.8.

VIII.2.2 Plăci care lucrează după două direcţii

Suma momentelor din câmp şi de pe reazeme în fiecare panou al plăcii (fig.VIII.4a) trebuie să îndeplinească condiţia:

$$\frac{(p+g)l_1^2}{12}\cdot(3l_2 - l_1) = 2\overline{M}_1 + 2\overline{M}_2 + \overline{M}_I + \overline{M}'_I + \overline{M}_{II} + \overline{M}'_{II} \qquad \text{(VIII.13)}$$

Valorile momentelor din câmpuri şi de pe reazeme care intră în relaţia de mai sus se determină astfel:

$$\overline{M}_i = A_{ai} R_a z; \qquad \text{(VIII.14)}$$

în care $z = 0{,}9\, h_0$. În aria totală a armăturii din câmpuri A_{a1}, A_{a2} nu se includ barele care se ridică sau se opresc înainte de intersecţia cu articulaţia plastică din câmp.

Dacă armătura inferioară a plăcii se opreşte în parte sau în întregime la distanţele a_1 şi a_2 de reazeme este necesar pe lângă calculul după schema din figura VIII.4a să se facă şi o verificare după schema din figura VIII.4b cu relaţia:

$$(g+p)\left(l_1 l_2 - l_1 a_2 - l_2 a_1 + \frac{4}{3} a_1 a_2\right) = \frac{2\widetilde{M}_1 + \overline{M}_I + \overline{M}'_I}{a_1} + \frac{2\widetilde{M}_2 + \overline{M}_{II} + \overline{M}'_{II}}{a_2} \qquad \text{(VIII.15)}$$

în care momentele $\widetilde{M}_1$ şi $\widetilde{M}_2$ corespund ariilor acelor porţiuni din armătura întinsă de la partea inferioară ($\widetilde{A}_{a1}$ şi $\widetilde{A}_{a2}$) care se prelungesc până la reazeme.

În relaţiile de mai sus, momentele negative de pe reazeme intră cu valorile lor absolute. Din considerente de ordin economic se recomandă să se ţină seama la dimensionare de următoarele indicaţii:

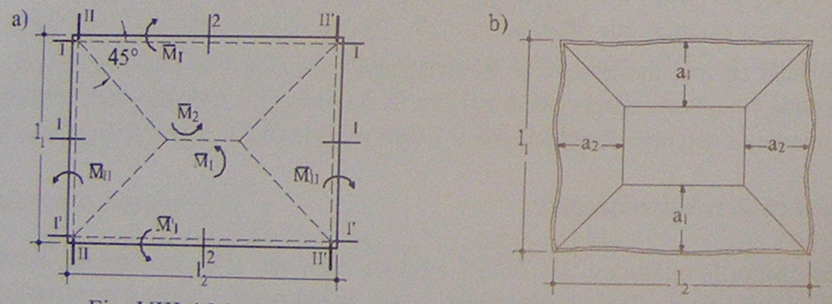


Fig. VIII.4 Momente încovoietoare la panouri intermediare

- Valorile raportului $\overline{M}_1 / \overline{M}_2$ se iau între limitele cuprinse în tabelul VIII.9.
- La plăcile monolite rapoartele $\overline{M}_1 / \overline{M}_I$, $\overline{M}_1 / \overline{M}'_I$ şi $\overline{M}_2 / \overline{M}_{II}$, $\overline{M}_2 / \overline{M}'_{II}$ se iau aproximativ egale cu:

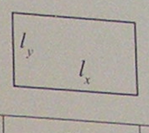
0,5 la plăcile izolate şi la plăcile continue cu deschideri egale;

0,8 la plăcile continue cu deschideri inegale la care deschiderile adiacente reazemului respectiv diferă între ele cu 30%. Pentru diferenţe sub 30% se interpolează liniar.

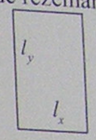
- La plăcile din elemente prefabricate, monolitizate pe reazeme, rapoartele dintre momentele încovoietoare din câmp şi de pe reazeme se recomandă să fie cuprinse între 1,00...2,00. Când $g/p \leq 1$ se recomandă ca raportul momentelor să se ia spre limita inferioară a domeniului menţionat mai sus.
- Valorile raportului $\overline{M}_1 / \overline{M}_2$ se ia între limitele 0,12 ... 8,00, în funcţie de raportul l_2 / l_1, cuprins între 0,5 şi 2,0. (vezi tabelul VIII.9).

Calculul plăcilor rezemate pe trei laturi se face urmând prevederile din STAS 10107/2-77.

Tabelul VIII.1 Plăci armate cruciş, simplu rezemate pe contur (cu modul de rezemare I)

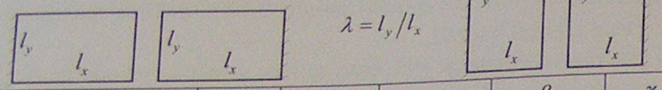


$\lambda = l_y / l_x$

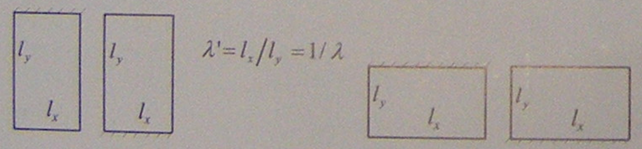


λ	α_1	β_1	λ	α_1	β_1
0,60	0,01053	0,08127	1,00	0,03646	0,03646
61	01106	07989	01	03719	03574
62	01160	07851	02	03792	03503
63	01215	07713	03	03866	03435
64	01271	07575	04	03940	03368
0,65	0,01328	0,07438	1,05	0,04014	0,03302
66	01385	07301	06	04088	03238
67	01444	07164	07	04163	03176
68	01503	07029	08	04238	03115
69	01563	06894	09	04313	03055
0,70	0,01623	0,06761	1,10	0,04388	0,02997
71	01684	06628	11	04463	02940
72	01746	06497	12	04538	02884
73	0188	06368	13	04614	02880
74	01871	06240	14	04689	02776
0,75	0,01935	0,06114	1,15	0,04765	0,02724
76	01998	05990	16	04840	02673
77	02063	05868	17	04915	02623
78	02127	05747	18	04999	02574
79	02192	05629	19	05166	02526
0,80	0,02258	0,05512	1,20	0,05144	0,02471
81	02324	05398	22	05299	02388
82	02390	05286	24	05439	02300
83	02457	05177	26	05586	02216
84	02524	05069	28	05732	02135
0,85	0,02591	0,04964	1,30	0,05877	0,02058
86	02659	04861	1,32	06020	01983
87	02727	04760	1,34	06161	01911
88	02796	04662	1,36	06300	01842
89	02864	04565	1,38	06437	01775
0,90	0,02934	0,04471	1,40	0,06572	0,01711
91	03003	04380	1,42	06705	01649
92	03073	04290	1,44	06835	01589
93	03144	04202	1,46	06962	01532
94	03214	04117	1,48	07087	01477
0,95	0,03285	0,04033	1,50	0,07210	0,01424
96	03357	03952	1,54	07447	01324
97	03428	03873	1,58	07673	01231
98	03501	03795	1,62	07889	01145
99	03573	03720	1,66	08094	01066

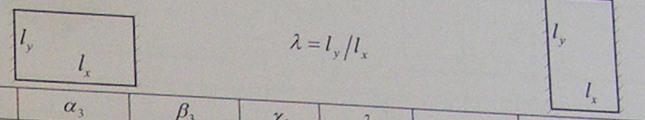
Tabelul VIII.2 Plăci armate cruciș, încastrate pe o latură și simplu rezemate pe celelalte trei (cu modul de rezemare II)



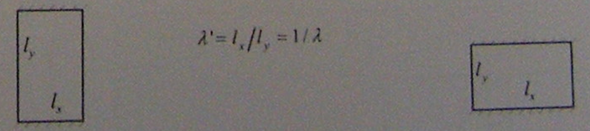
λ	α_2	β_2	χ_2	λ	α_2	β_2	χ_2
0,60	0,01172	0,07302	0,2447	1,00	0,03341	0,02721	0,7143
61	01222	07147	2571	01	03393	02651	7223
62	01273	06993	2698	02	03445	02584	7392
63	01324	06840	2825	03	03496	02518	7578
64	01375	06689	2955	04	03547	02453	7452
0,65	0,01427	0,06539	0,3086	1,05	0,03598	0,02391	0,7524
66	01479	06391	3217	06	03648	02339	7544
67	01531	06245	3350	07	03697	02271	7642
68	01584	06100	3483	08	03746	02213	7728
69	01637	05958	3617	09	03794	02157	7782
0,70	0,01691	0,05818	0,3751	1,10	0,03842	0,02102	0,7854
71	01745	05689	3885	11	03889	02049	7815
72	01799	05545	4019	12	03936	01997	7873
73	01853	05412	4152	13	03982	01946	8180
74	01908	05281	4285	14	04027	01897	8185
0,75	0,01962	0,05153	0,4417	1,15	0,04072	0,01849	0,8189
76	02017	05027	4548	16	04116	01803	8191
77	02073	04903	4677	17	04159	01758	8241
78	02128	04783	4806	18	04202	01714	8290
79	02183	04664	4933	19	04244	01671	8337
0,80	0,02239	0,04548	0,5059	1,20	0,04286	0,01629	0,8353
81	02295	04435	5183	22	04367	01549	8471
82	02351	04324	5306	24	04446	01473	8553
83	02407	04216	5426	26	04522	01402	8630
84	02463	04110	5545	28	04595	01334	8793
0,85	0,02519	0,04006	0,5662	1,30	0,04667	0,01270	0,8771
86	02574	03905	5776	32	04736	01209	8836
87	02630	03806	5889	34	04802	01152	8896
88	02686	03710	5999	36	04867	01097	8953
89	02741	03616	6107	38	04929	01046	9007
0,90	0,02798	0,03524	0,6212	1,40	0,04989	0,00997	0,9057
91	02853	03434	6316	42	05047	00951	9104
92	02908	03347	6417	44	05102	00907	9149
93	02964	03261	6516	46	05156	00866	9191
94	03018	03178	6612	48	05208	00827	9230
0,95	0,03073	0,03097	0,6706	1,50	0,05258	0,00790	0,9268
96	03127	03018	6798	54	05353	00721	9336
97	03181	02941	6888	58	05441	00659	9397
98	03235	02866	6975	62	05526	00604	9451
99	03288	02792	7060	66	05600	00554	9489
λ'	β_2	α_2	$1-\chi_2$	λ'	β_2	α_2	$1-\chi_2$



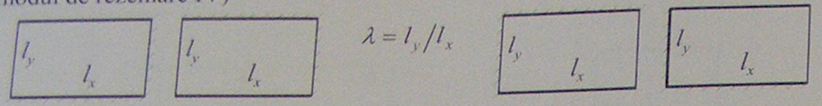
Tabelul VIII.3 Plăci armate cruciș, încastrate pe două laturi și simplu rezemate pe celelalte două (cu modul de rezemare III)



λ	α_3	β_3	χ_3	λ	α_3	β_3	χ_3
0,60	0,01141	0,06204	0,3932	1,00	0,02668	0,01794	0,8333
61	01184	06033	4091	01	02697	01739	8388
62	01227	05864	4249	02	02734	01686	8440
63	01280	05699	4406	03	02751	01634	8491
64	01313	05536	4562	04	02778	01585	8540
0,65	0,01356	0,05376	0,4716	1,05	0,02804	0,01537	0,8587
66	01399	05219	4868	06	02829	01490	8632
67	01442	05066	5019	07	02854	01446	8676
68	01485	04916	5167	08	02878	01402	8713
69	01527	04769	5313	09	02902	01361	8759
0,70	0,01570	0,04626	0,5456	1,10	0,02925	0,01320	0,8798
71	01613	04487	5596	11	02948	01281	8836
72	01655	04350	5733	12	02970	01243	8872
73	01697	04217	5868	13	02992	01207	8907
74	01739	04088	5999	14	03013	01172	8941
0,75	0,01780	0,03962	0,6127	1,15	0,03034	0,01137	0,8974
76	01822	03840	6252	16	03055	01105	9005
77	01863	03721	6374	17	03075	01073	9036
78	01903	03605	6492	18	03094	01042	9065
79	01943	03492	6607	19	03113	01012	9093
0,80	0,01983	0,03383	0,6719	1,20	0,03131	0,00983	0,9120
81	02022	03277	6828	22	03167	00929	9172
82	02061	03175	6933	24	03202	00877	9220
83	02100	03075	7035	26	03234	00829	9265
84	02138	02979	7134	28	03266	00785	9307
0,85	0,02175	0,02885	0,7230	1,30	0,03296	0,00743	0,9346
86	02242	02794	7323	32	03324	00703	9382
87	02248	02707	7412	34	03352	00666	9416
88	02284	02621	7499	36	03378	00632	9448
89	02319	02539	7583	38	03403	00599	9474
0,90	0,02354	0,02460	0,7664	1,40	0,03427	0,00569	0,9505
91	02388	02383	7742	42	03450	00540	9531
92	02422	02308	7817	44	03472	00513	9556
93	02454	02236	7890	46	03493	00487	9578
94	02487	02166	7971	48	03513	00464	9600
0,95	0,02519	0,02099	0,8029	1,50	0,03532	0,00441	0,9620
96	02550	02034	8094	54	03568	00400	9657
97	02580	01971	8157	58	03602	00363	9689
98	02610	01910	8218	62	03633	00331	9718
99	02640	01851	8277	66	03661	00302	9743
λ'	β_3	α_3	$1-\chi_3$	λ'	β_3	α_3	$1-\chi_3$

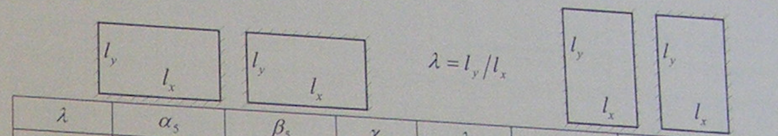


Tabelul VIII.4 Plăci armate cruciş, încastrate pe două laturi alăturate şi simplu rezemate pe celelalte două (cu modul de rezemare IV)



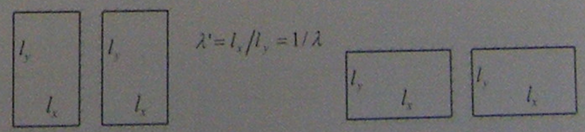
λ	α_4	β_4	λ	α_4	β_4
0,60	0,00686	0,05295	1,00	0,02692	0,02692
61	00724	05230	01	02745	02638
62	00763	05164	02	02799	02586
63	00803	05098	03	02852	02534
64	00844	05031	04	02905	02483
0,65	0,00886	0,04964	1,05	0,02958	0,02433
66	00929	04985	06	03010	02384
67	00973	04827	07	03062	02386
68	01017	04758	08	03114	02289
69	01063	04689	09	03165	02242
0,70	0,01109	0,04620	1,10	0,03216	0,02197
71	01156	04550	11	03267	02152
72	01204	04480	12	03317	02198
73	01252	04411	13	03366	02065
74	01302	04341	14	03416	02022
0,75	0,01351	0,04271	1,15	0,03465	0,01981
76	01402	04202	16	03513	01940
77	01453	04133	17	03561	01900
78	01504	04063	18	03698	01861
79	01556	03995	19	03655	01823
0,80	0,01608	0,03926	1,20	0,03792	0,01785
81	01661	03858	22	03793	01712
82	01714	03791	24	03883	01612
83	01767	03724	26	03970	01575
84	01821	03658	28	04055	01511
0,85	0,01875	0,03592	1,30	0,04138	0,01449
86	01929	03526	32	04219	01300
87	01983	03462	34	04297	01333
88	02038	03398	36	04374	01278
89	02092	03335	38	04448	01226
0,90	0,02147	0,03272	1,40	0,04520	0,01177
91	02202	03210	42	04590	01229
92	02256	03150	44	04658	01083
93	02311	03089	46	04724	01040
94	02366	03030	48	04788	00998
0,95	0,02420	0,02971	1,50	0,04850	0,00958
96	02475	02914	54	04968	00883
97	02529	02357	58	05079	00815
98	02584	02801	62	05182	00752
99	02638	02746	66	05279	00695

Tabelul VIII.5 Plăci armate cruciş, încastrate pe trei laturi şi simplu rezemate pe cea de a patra (cu modul de rezemare V)

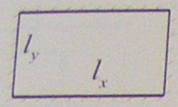


λ	α_5	β_5	χ_5	λ	α_3	β_5	χ_5
0,60	0,00722	0,04835	0,2059	1,00	0,02268	0,01977	0,6667
61	00757	04754	2169	01	02297	01928	6755
62	00794	04672	2282	02	02328	01879	6840
63	00831	04590	2396	03	02362	01832	6924
64	00869	04507	2513	04	02394	01786	7006
0,65	0,00907	0,04425	0,2631	1,05	0,02425	0,01740	0,7086
66	00945	04342	2751	06	02456	01696	7164
67	00984	04260	2873	07	02486	01654	7239
68	01023	04177	2995	08	02510	01612	7313
69	01063	04095	3119	09	02546	01571	7385
0,70	0,01103	0,04013	0,3244	1,10	0,02574	0,01532	0,7454
71	01143	03931	3370	11	02603	01493	7522
72	01184	03850	3496	12	02631	01455	7589
73	01224	03770	3622	13	02658	01418	7653
74	01265	03690	3749	14	02685	01382	7716
0,75	0,01306	0,03611	0,3876	1,15	0,02711	0,01348	0,7777
76	01347	03532	4002	16	02737	01314	7836
77	01387	03455	4128	17	02762	01281	7894
78	01428	03378	4254	18	02788	01248	7950
79	01469	03302	4379	19	02811	01217	8004
0,80	0,01509	0,03228	0,4503	1,20	0,02835	0,01187	0,8057
81	01550	03154	4626	22	02882	01128	8159
82	01590	03081	4749	24	02926	01073	8254
83	01631	03009	4870	26	02969	01020	8345
84	01670	02939	4989	28	03010	00971	8430
0,85	0,01710	0,02870	0,5108	1,30	0,03050	0,00924	0,8510
86	01750	02802	5225	32	03088	00879	8586
87	01789	02735	5340	34	03124	00837	8658
88	01828	02669	5453	36	03159	00797	8725
89	01866	02605	5565	38	03192	00760	8788
0,90	0,01905	0,02541	0,5675	1,40	0,03224	0,00724	0,8848
91	01942	02480	5783	42	03255	00690	8905
92	01980	02419	5890	44	03285	00658	8958
93	02017	02359	5994	46	03313	00628	9009
94	02053	02301	6096	48	03340	00599	9056
0,95	0,02089	0,02244	0,6196	1,50	0,03366	0,00572	0,9101
96	02125	02188	6295	54	03415	00522	9184
97	02160	02134	6391	58	03460	00477	9257
98	02195	02080	6485	62	03501	00436	9323
99	02230	02028	6577	66	03539	00400	9382

λ'	β_5	α_5	$1-\chi_5$	λ'	β_5	α_5	$1-\chi_5$



Tabelul VIII.6 Plăci armate cruciș, încastrate pe contur (cu modul de rezemare VI)



$\lambda = l_y / l_x$

λ	α_6	β_6	χ_6	λ	α_6	β_6	χ_6
0,60	0,00436	0,03362	0,1147	1,00	0,01794	0,01794	0,5000
61	00461	03328	1216	01	01830	01758	5099
62	00486	03295	1287	02	01865	01723	5198
63	00513	03257	1361	03	01900	01688	5295
64	00540	03220	1437	04	01935	01654	5391
0,65	0,00568	0,03180	0,1515	1,05	0,01970	0,01621	0,5486
66	00597	03146	1595	06	02004	01588	5580
67	00626	03108	1677	07	02038	01555	5672
68	00656	03069	1761	08	02072	01523	5764
69	00687	03030	1648	09	02105	01491	5853
0,70	0,00718	0,02991	0,1936	1,10	0,02138	0,01460	0,5942
71	00750	02951	2026	11	02170	01430	6029
72	00782	02911	2118	12	02203	01400	6114
73	00815	02871	2212	13	02234	01370	6198
74	00849	02830	2307	14	02266	01341	6281
0,75	0,00883	0,02789	0,2404	1,15	0,02297	0,01313	0,6362
76	00917	02748	2502	16	02327	01285	6442
77	00952	02707	2601	17	02357	01258	6520
78	00987	02666	2702	18	02387	01231	6597
79	01022	02624	2803	19	02416	01205	6673
0,80	0,01058	0,02583	0,2906	1,20	0,02445	0,01179	0,6746
81	01094	02542	3009	22	02502	01129	6890
82	01130	02500	3113	24	02556	01081	7028
83	01167	02459	3218	26	02609	01035	7159
84	01204	02418	3324	28	02661	00991	7286
0,85	0,01241	0,02377	0,3430	1,30	0,02710	0,00949	0,7407
86	01278	02326	3536	32	02758	00909	7522
87	01315	02295	3642	34	02805	00870	7633
88	01352	02254	3749	36	02849	00833	7738
89	01389	02214	3855	38	02893	00798	7839
0,90	0,01426	0,02174	0,3962	1,40	0,02934	0,00764	0,7935
91	01464	02134	4068	42	02974	00731	8036
92	01501	02095	4174	44	03013	00701	8113
93	01538	02056	4279	46	03050	00671	8196
94	01575	02017	4384	48	03086	00643	8275
0,95	0,01612	0,01979	0,4489	1,50	0,03121	0,00616	0,8350
96	01649	01941	4593	54	03186	00566	8490
97	01685	01940	4696	58	03246	00521	8617
98	01722	01867	4798	62	03302	00479	8732
99	01758	01830	4899	66	03354	00442	8836

Tabelul VIII.7 Valorile coeficienților β pentru determinarea ordonatelor momentelor negative la plăci

p/g	Numărul de ordine al punctului												
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-	+0,003	-0,0715	-0,010	+0,022	+0,023	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1,0	+0,332	-0,007	-0,0715	-0,020	+0,007	+0,008	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,015	+0,015	-0,013	-0,0625
1,5	+0,023	-0,013	-0,0715	-0,026	-0,002	-0,001	-0,020	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2,0	+0,017	-0,017	-0,0715	-0,030	-0,008	-0,007	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	+0,013	-0,020	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,011	-0,027	-0,0625	-0,026	-0,007	-0,007	-0,026	-0,0625
3,0	+0,010	-0,022	-0,0715	-0,035	-0,015	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	-0,0625
3,5	+0,007	-0,024	-0,0715	-0,037	-0,018	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,030	-0,013	-0,013	-0,030	-0,0625
4,0	+0,005	-0,025	-0,0715	-0,038	-0,020	-0,019	-0,032	-0,0625	-0,031	-0,015	-0,015	-0,031	-0,0625
4,5	+0,003	-0,026	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,021	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,018	-0,018	-0,032	-0,0625
5,0	+0,002	-0,027	-0,0715	-0,040	-0,023	-0,022	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

Tabelul VIII.8 Valorile lui n_x pentru determinarea momentelor maxime din câmp ale plăcilor care lucrează după o singură direcție

($M_{max} = \frac{ql^2}{n_x}$ corespunzător momentelor de pe reazeme $M_{st} = -\frac{ql^2}{n_{st}}$; $M_{dr} = -\frac{ql^2}{n_{dr}}$)

n_{dr}	n_{st}																	
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	∞
10	14,2	13,0	12,5	11,9	11,5	11,2	11,0	10,7	10,4	10,3	10,1	10,0	9,9	9,8	9,7	9,6	9,5	8,0
24	22,2	19,6	18,0	17,0	15,8	15,1	14,6	14,1	13,7	13,3	13,1	12,9	12,6	12,5	12,3	12,1	12,0	9,5
23	22,7	20,0	18,2	17,1	16,1	15,3	14,8	14,3	13,9	13,5	13,2	13,1	12,8	12,6	12,4	12,2	12,1	9,6
22	23,2	20,4	18,5	17,2	16,3	15,6	14,9	14,5	14,0	13,7	13,4	13,2	13,0	12,8	12,6	12,4	12,3	9,7
21	23,8	21,0	18,9	17,7	16,6	15,9	15,2	14,7	14,3	13,9	13,6	13,3	13,1	12,9	12,8	12,6	12,5	9,8
20	-	21,7	19,6	18,2	17,0	16,2	15,5	15,0	14,6	14,3	13,9	13,6	13,3	13,1	13,0	12,8	12,6	9,9
19	-	22,6	20,1	18,7	17,3	16,6	16,0	15,3	14,8	14,4	14,1	13,8	13,6	13,3	13,2	13,1	12,9	10,0
18	-	23,3	20,6	19,2	17,8	17,0	16,2	15,6	15,1	14,8	14,4	14,1	13,9	13,6	13,4	13,2	13,1	10,1
17	-	24,0	21,6	19,8	18,5	17,5	16,8	16,1	15,6	15,1	14,8	14,4	14,3	13,9	13,7	13,5	13,3	10,3
16	-	-	22,6	20,6	19,1	18,2	17,3	16,5	16,0	15,6	15,1	14,8	14,6	14,3	14,0	13,9	13,7	10,4
15	-	-	23,8	21,7	20,0	18,8	18,0	17,1	16,5	16,1	15,6	15,3	15,0	14,7	14,5	14,3	14,1	10,7
14	-	-	-	22,8	21,3	19,6	18,7	18,0	17,3	16,8	16,2	16,0	15,5	15,2	14,9	14,8	14,6	11,0
13	-	-	-	23,4	22,2	20,8	19,6	18,8	18,2	17,5	17,0	16,6	16,2	15,9	15,6	15,3	15,1	11,2
12	-	-	-	-	24,0	22,2	21,3	20,0	19,1	18,5	17,8	17,3	17,0	16,6	16,3	16,1	15,8	11,5
11	-	-	-	-	-	23,4	22,8	21,7	20,6	19,8	19,2	18,7	18,2	17,7	17,2	17,1	17,0	11,9
10	-	-	-	-	-	-	-	23,8	22,6	21,6	20,6	20,1	19,6	18,9	18,5	18,2	18,0	12,5
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24,0	23,3	22,6	21,7	21,0	20,4	20,0	19,6	13,0
8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	23,8	23,2	22,7	22,2	14,2

Tabelul VIII.9 Valorile raportului $\overline{M}_1 / \overline{M}_2$

l_2/l_1	$\overline{M}_1/\overline{M}_2$	l_2/l_1	$\overline{M}_1/\overline{M}_2$
0,5	0,12…0.20	1,3	1,70…2.20
0,6	0,20…0.35	1,4	2,00…2.80
0,7	0,35…0.50	1,5	2,50…3.70
0,8	0,50…0.70	1,6	2,80…4.10
0,9	0,70…0.90	1,7	3,30…5.00
1,0	0,90…1.10	1,8	4,00…6.00
1,1	1,10…1.40	1,9	4,50…7.00
1,2	1,30…1.70	2,0	5,00…8.00

CALCULUL STATIC AL GRINZILOR

IX.1 Calculul în domeniul elastic

IX.1.1 Grinzi cu deschideri egale

Momentele încovoietoare şi forţele tăietoare maxime pentru grinzi cu secţiune constantă, încărcate cu sarcini uniform distribuite (fig.IX.1) se calculează după cum urmează [30], [36]:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \beta(g+p)l^2 = \frac{1}{8}ql^2 \\ Q_{1a} &= -Q_{1b} = \frac{1}{2}ql \end{aligned}\right\} \quad \text{(vezi fig. IX.1a)}$$

$$\left.\begin{aligned} M_1 = M_2 &= (\beta' g + \beta'' p)l^2 = \left(\frac{1}{14{,}3}g + \frac{1}{10{,}5}p\right)l^2 \\ Q_{1a} &= (0{,}375g + 0{;}438p)l = -Q_{2c} \\ M_B &= -\beta ql^2 = -\frac{1}{8}ql^2 \\ Q_{1b} &= -Q_{2b} = -0{,}625(g+p)l \end{aligned}\right\} \quad \text{(vezi fig. IX.1b)}$$

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= (\beta' g + \beta'' p)l^2 = \left(\frac{1}{12{,}8}g + \frac{1}{10{,}1}p\right)l^2 \\ M_3 &= \left(\frac{1}{21{,}6}g + \frac{1}{11{,}7}p\right)l^2 \\ Q_{1a} &= (0{,}395g + 0{,}447p)l \\ M_2 &= \left(\frac{1}{30{,}4}g + \frac{1}{12{,}7}p\right)l^2 \\ M_B &= -\left(\frac{1}{9{,}5}g + \frac{1}{8{,}4}p\right)l^2 \\ Q_{1b} &= -(0{,}605g + 0{,}620p)l \\ Q_{2b} &= (0{,}526g + 0{,}598p)l \\ M_C &= -\left(\frac{1}{12{,}6}g + \frac{1}{8{,}9}p\right)l^2 \\ Q_{2c} &= -(0{,}474g + 0{,}576p)l \\ Q_{3c} &= (0{,}500g + 0{,}591p)l \end{aligned}\right\} \quad \text{(vezi fig. IX.1c)}$$

Pentru alte tipuri de încărcări, momentele încovoietoare, forţele tăietoare şi reacţiunile sunt date în tabelul VIII.32 din „Manualul pentru calculul construcţiilor" şi în tabela 34 din „Grinzi continue", de Prof. C.N. Avram [30].

În cazul planşeelor cu plăci armate pe două direcţii, grinzile de pe direcţia scurtă (grinzile principale) sunt încărcate cu sarcini triunghiulare, iar cele de pe direcţia lungă (grinzile secundare) sunt încărcate cu sarcini trapezoidale (fig. IX.2). Calculul acestor grinzi se poate face cu ajutorul tabelei VIII.32 din „Manualul pentru calculul construcţiilor" sau în mod simplificat echivalând încărcările cu sarcini uniform distribuite după cum urmează:

– pentru deschiderea mică l_x, $q_e = q\frac{l_x}{4}$

– pentru deschiderea mare l_y, $q_e = q\frac{l_x}{4}\left(2 - \frac{l_x}{l_y}\right)$.

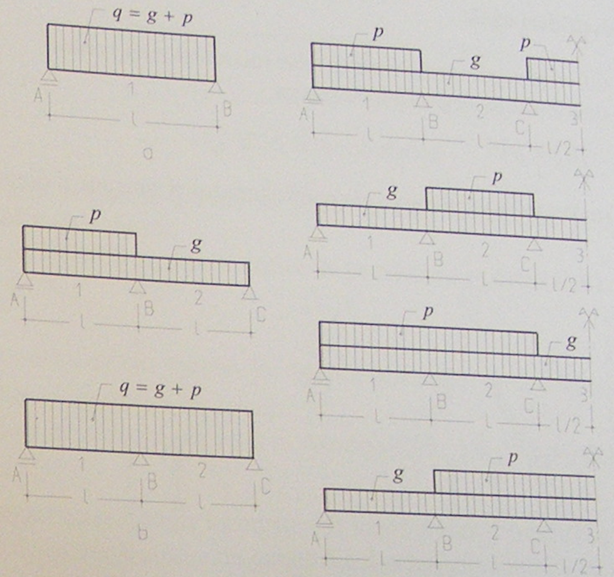


Fig. IX.1 Ipotezele de încărcare la o grindă a) cu o deschidere, b) cu două deschideri, c) cu cinci deschideri

Valorile încărcărilor echivalente uniform distribuite pentru grinzile intermediare la planşeele cu mai multe rânduri de plăci se iau duble faţă de valorile de mai sus.

Deschiderile de calcul ale grinzilor se stabilesc conform anexei II.

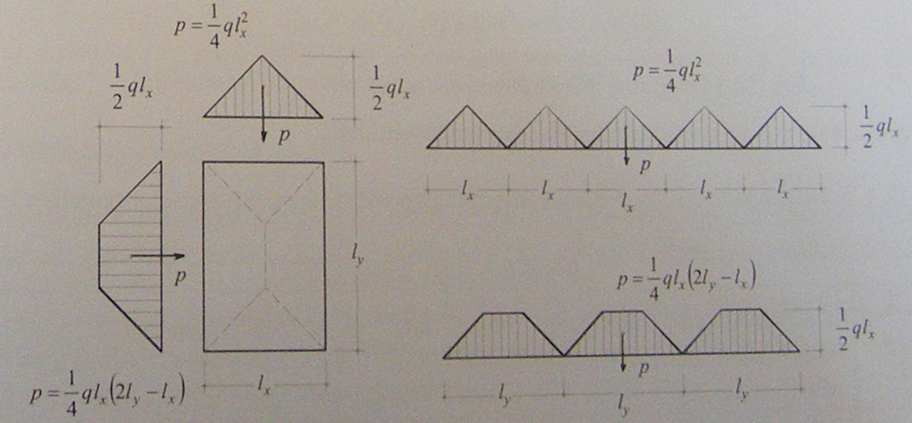


Fig. IX.2 Încărcările transmise de plăcile armate cruciş

IX.1.2 Grinzi cu deschideri neegale

Dacă diferenţa dintre deschiderea maximă şi minimă a grinzii nu depăşeşte 20% calculul static se poate face ca pentru grinzi cu deschideri egale.

În caz contrar calculul se face cu una din metodele staticii construcţiilor (Metoda Cross, spre exemplu).

IX.2 Calculul în domeniul plastic

Calculul în domeniul plastic este admis după STAS 10107/2-77 numai pentru grinzile secundare ale planşeelor.

IX.2.1 Grinzi cu deschideri egale

Ordonatele pozitive şi negative ale momentelor încovoietoare, pentru o încărcare uniform distribuită se determină cu relaţia:

$$M_{(\pm)} = \beta(g+p)l^2$$

În figura IX.3 se dau valorile pozitive ale coeficientului β, precum şi diagramele înfăşurătoare de momente.

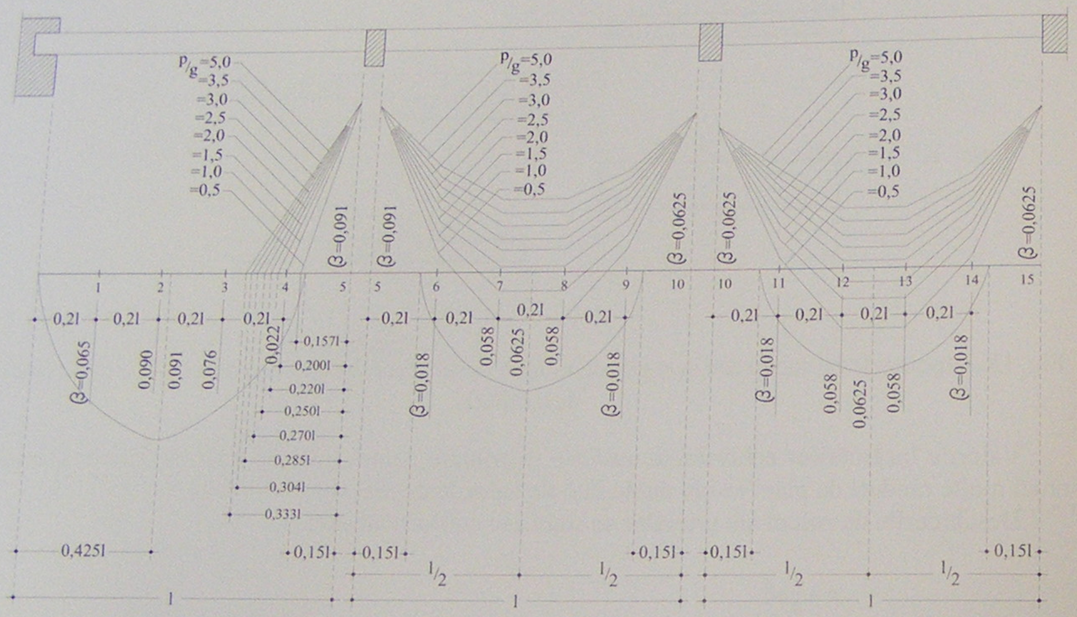


Fig. IX.3 Diagrame înfăşurătoare ale momentelor de încovoiere

Valorile negative ale coeficientului β se iau din tabelul IX.1.

Tabelul IX.1 Valorile coeficienţilor β pentru determinarea ordonatelor momentelor negative la grinzi

p/g	Numărul de ordine al punctului													
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-	+0,035	-0,013	-0,091	-0,025	+0,010	+0,016	-0,008	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1,0	-	+0,020	-0,023	-0,091	-0,035	-0,005	+0,001	-0,018	-0,0625	-0,013	+0,015	+0,015	-0,013	-0,0625
1,5	-	+0,011	-0,029	-0,091	-0,041	-0,014	-0,008	-0,024	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2,0	-	+0,005	-0,033	-0,091	-0,045	-0,020	-0,014	-0,028	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-	+0,001	-0,036	-0,091	-0,048	-0,024	-0,018	-0,031	-0,0625	-0,026	-0,007	-0,007	-0,026	-0,0625
3,0	+0,017	-0,002	-0,038	-0,091	-0,050	-0,027	-0,021	-0,033	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	-0,0625
3,5	+0,011	+0,005	-0,040	-0,091	-0,052	-0,030	-0,024	-0,035	-0,0625	-0,030	-0,013	-0,013	-0,030	-0,0625
4,0	+0,012	-0,007	-0,041	-0,091	-0,053	-0,032	-0,026	-0,036	-0,0625	-0,031	-0,015	-0,015	-0,031	-0,0625
4,5	+0,009	-0,010	-0,042	-0,091	-0,054	-0,035	-0,029	-0,037	-0,0625	-0,032	-0,018	-0,018	-0,032	-0,0625
5,0	+0,009	-0,010	-0,043	-0,091	-0,055	-0,035	-0,029	-0,038	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

Forţele tăietoare pe reazeme se obţin după cum urmează (fig. IX.4):

$$Q_{1A} = 0.45(g+p)l$$
$$Q_{1B} = -0.65(g+p)l$$
$$Q_{2B} = -Q_{2C} = Q_{3C} = 0.55(g+p)l$$

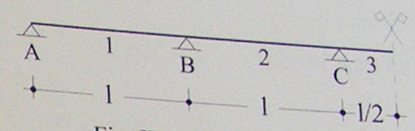


Fig. IX.4 Schema statică

Calculul static în domeniul plastic se poate efectua modificând rezultatele calculului în domeniul elastic după cum urmează:

– Momentele de calcul în secţiunile critice de pe reazeme se determină cu relaţia

$$M = k_p M_e,$$

unde:

M_e – este momentul elastic maxim (în valoare absolută), produs în secţiunea respectivă de încărcările permanente şi temporare de calcul;

k_p – coeficientul de adaptare plastică, cu valoarea 0,80...1,0 şi respectând condiţia

$$k_p \geq 0.8(v+0.25),$$

v – reprezentând raportul dintre încărcarea de lungă durată şi încărcarea totală.

– Momentele de calcul în secţiunile critice din deschideri trebuie să nu fie mai mici decât cele de pe reazeme (stabilite cum s-a arătat mai sus) şi trebuie să respecte condiţia:

$$M \geq \overline{M} - (1-\beta)M^{st} - \beta M^{dr},$$

în care:

M – este momentul încovoietor produs de încărcările permanente şi temporare de calcul în secţiunea critică din secţiunea considerată, determinat în ipoteza simplei rezemări la ambele capete a acestei deschideri;

M^{st}, M^{dr} – valoarea absolută a momentului de calcul efectiv în secţiunea critică de pe reazemul din stânga respectiv din dreapta al deschiderii considerate;

β – distanţa secţiunii critice faţă de reazemul din stânga, raportată la lungimea deschiderii considerate.

IX.2.2 Grinzi cu deschideri neegale

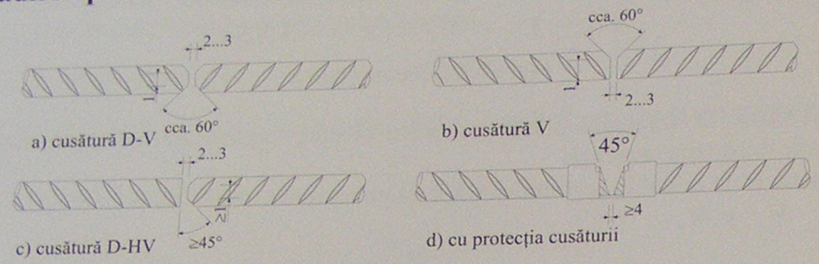
Dacă diferenţa dintre deschiderile alăturate nu depăşeşte 10%, calculul static se poate face ca la grinzi cu deschideri egale (fig. IX.3 şi tabelul IX.1), momentele de pe reazem determinându-se pentru deschiderea vecină mai mare.

Pentru diferenţe mai mari între deschideri se poate aplica procedeul modificării calculului în domeniul elastic (ca la grinzi cu deschideri egale).

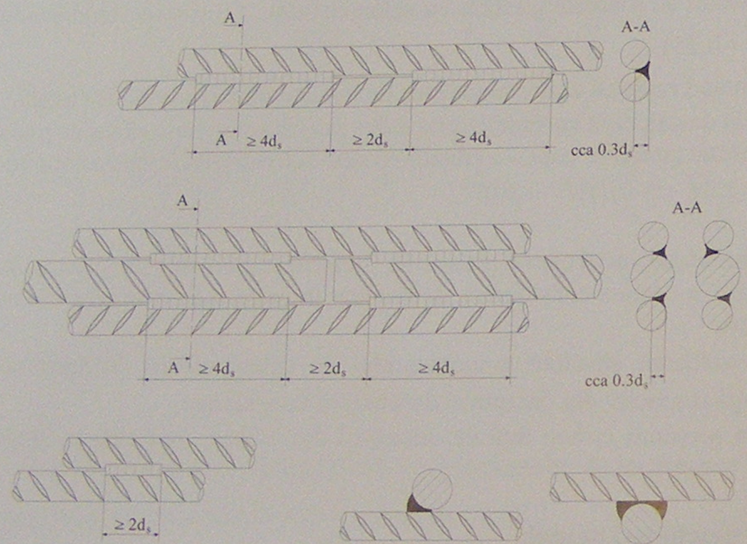
ANEXA X

ÎNNĂDIREA ARMĂTURILOR PRIN SUDARE

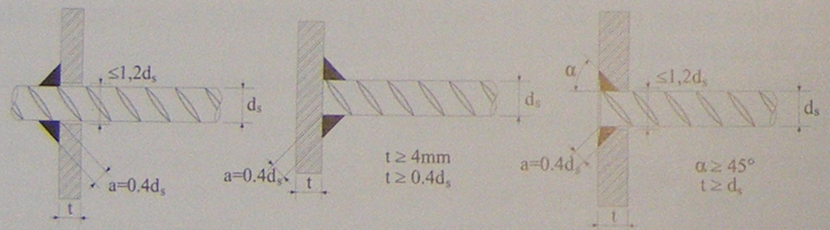
X.1 Înnădirea prin sudură cap la cap



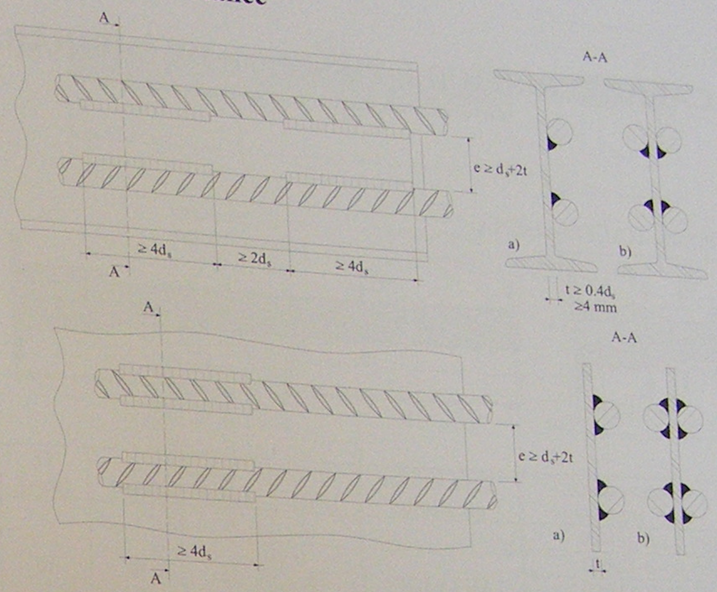
X.2 Înnădirea prin suprapunere



X.3 Înnădirea cu plăci de ancorare



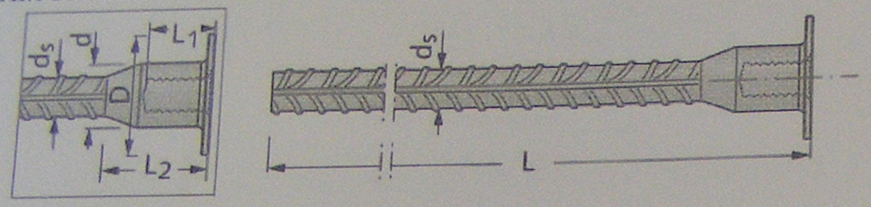
X.4 Înnădirea cu profile metalice



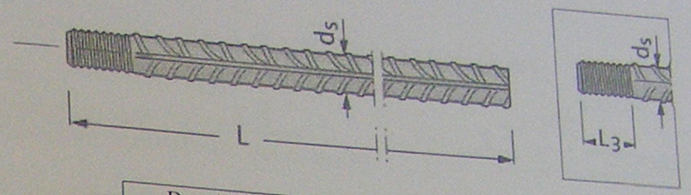
ANEXA XI

CARACTERISTICILE PIESELOR DE ÎMBINARE

Tabelul XI.1 Piesele HALFEN-DEHA

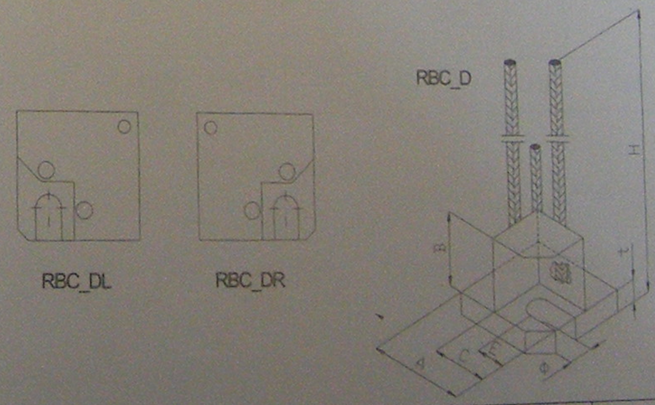


Descriere articol Ød$_s$/L [mm/mm]	Caracteristici geometrice	L1 [mm]	L2 [mm]	d [mm]	D [mm]
HBS-05-B-12/400	M12 x 1,75	18	35	19	44
HBS-05-B-12/610					
HBS-05-B-12/860					
HBS-05-B-12/1180					
HBS-05-B-12/1300					
HBS-05-B-14/400	M14 x 2,0	21	39	22	46
HBS-05-B-14/700					
HBS-05-B-14/990					
HBS-05-B-14/1370					
HBS-05-B-16/400	M16 x 2,0	25,5	48	25	49
HBS-05-B-16/1110					
HBS-05-B-16/1570					
HBS-05-B-20/400	M20 x 2,5	30	60	31	57
HBS-05-B-20/1380					
HBS-05-B-20/1960					
HBS-05-B-25/400	M25 x 2,5	39	75	39	63
HBS-05-B-25/1730					
HBS-05-B-25/2460					
HBS-05-B-28/400	M28 x 2,5	44	84	44	69
HBS-05-B-28/1930					
HBS-05-B-28/2740					



Descriere articol Ød$_s$/L [mm/mm]	Caracteristici geometrice	L3 [mm]
HBS-05-B-12/400	M12 x 1,75	16,5
HBS-05-B-12/610		
HBS-05-B-12/860		
HBS-05-B-12/1180		
HBS-05-B-14/400	M14 x 2,0	19,5
HBS-05-B-14/700		
HBS-05-B-14/990		
HBS-05-B-14/1370		
HBS-05-B-16/400	M16 x 2,0	22,5
HBS-05-B-16/1110		
HBS-05-B-16/1570		
HBS-05-B-20/400	M20 x 2,5	28,5
HBS-05-B-20/1380		
HBS-05-B-20/1960		
HBS-05-B-25/400	M25 x 2,5	36
HBS-05-B-25/1730		
HBS-05-B-25/2460		
HBS-05-B-28/400	M28 x 2,5	40,5
HBS-05-B-28/1930		
HBS-05-B-28/2740		
HBS-05-B-32/400	M32 x 3,0	45,5
HBS-05-B-32/2170		
HBS-05-B-32/3100		

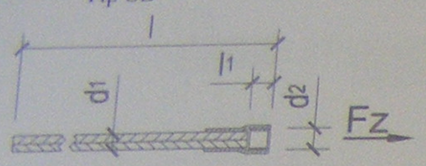
Tabelul XI.2 Piese PEIKKO



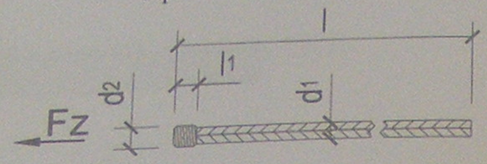
RBC		16	20	24	30	36	45	52
A	[mm]	115	130	150	155	195	240	290
B	[mm]	80	90	90	100	110	125	150
C	[mm]	80	80	85	90	110	125	135
E	[mm]	50	50	50	50	60	60	60
H	[mm]	850	980	1085	1490	2280	2320	2670
Ø	[mm]	27	30	35	40	50	60	70
t	[mm]	15	20	25	35	50	60	70
z*	[kN]	41,1	64,2	92,5	146,9	290,0	464,0	625,0

* z – este forța de întindere capabilă

Tip SB



Tip SE



Oţel BSt 500S d1 [mm]	d2	Lungimea Tip SB l [mm]	Lungimea Tip SE l [mm]	l_1 [mm]	Momentul de strângere [Nm]	F_z [kN]
Ø12	M16	-	200	16,0	40,0	32,06
		400	375			
		600	575			
		800	800			
		-	1000			
		-	1500			
		-	2000			
Ø14	M18	660	660			
		930	930			
Ø16	M20	-	200	20,0	60,0	57,49
		550	520			
		800	770			
		1020	1020			
		1440	1440			
		4025	2200			
Ø20	M24	-	200	24,0	80,0	89,80
		700	665			
		1000	965			
		1280	1280			
		1800	1800			
		4025	2200			
Ø25	M30	-	200	30,0	100,0	140,43
		1000	1000			
		1500	1500			
		2260	2260			
		4025	-			
Ø32	M42	1450	1400	42,0	140,0	229,94
		2350	2300			

APARATE DE REAZEM

XII.1 Dimensiunile aparatelor de reazem

Dimensiunile aparatelor de reazem trebuie să fie astfel alese încât să asigure o poziționare corectă pentru elemente purtate ținând cont de toleranțele de fabricație și montaj.

Lățimea plăcii de repartiție (fig. XII.1) se determină cu relația:

$$a_1 = \frac{F_{Ed}}{b_1 f_{Rd}} \geq a_{1,\min} \qquad \text{(XII.1)}$$

în care: F_{Ed} este valoarea de calcul a reacțiunii;

b_1 – lungimea netă de reazem;

$f_{Rd} = 0{,}4\ f_{cd}$ – valoarea de calcul a rezistenței care se obține prin reducerea rezistenței de calcul a elementului purtat sau portant, care este mai mică.

Valorile minime ($a_{1,\min}$) pentru lățimea plăcii de repartiție se prezintă în tabelul XII.1 în funcție de raportul dintre efortul unitar efectiv σ_{Ed} în aparatul de reazem și rezistența de calcul a elementului f_{cd}. În cazul unui reazem simplu lungimea nominală a reazemului (fig. XII.2) poate fi calculată cu relația:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \qquad \text{(XII.2)}$$

în care: a_1 este lățimea netă a plăcii de repartiție;

a_2, a_3 – distanțe considerate ca ineficace dincolo de marginea exterioară a elementului portant (fig. XII.2 și tabelul XII.2), respectiv a elementului purtat (tabelul XII.3);

Δa_2 – toleranța asupra deviației distanței între elementele portante (tab. XII.4);

Δa_3 – toleranța asupra deviației lungimii elementului purtat (l_n este lungimea elementului), $\Delta a_3 = l_n / 2500$.

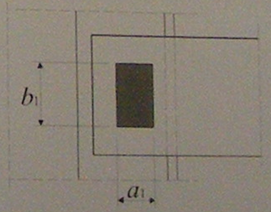


Figura XII.1 Dimensiunile aparatului de reazem

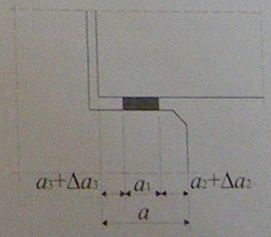


Figura XII.2 Lungimea nominală a reazemului

La elementele izolate lungimea nominală a reazemului trebuie să fie cu 20 mm mai mare decât cea corespunzătoare elementelor continue. Dacă aparatul de reazem permite deplasări ale reazemului, lățimea netă a plăcii de repartiție trebuie majorată pentru a acoperii deplasările eventuale.

Tabelul XII.1 Valoarea $a_{1,\min}$ (mm)

Efort unitar relativ în aparatul de reazem σ_{Ed}/f_{cd}	≤ 0,15	0,15 – 0,4	> 0,4
Reazeme liniare (planşee, acoperişuri)	25	30	40
Planşee cu grinzişoare şi corpuri de umplutură	55	70	80
Reazeme concentrate (grinzi)	90	110	140

Tabelul XII.2 Distanța a_2 (mm)

Material și tip de reazem	σ_{Ed}/f_{cd}	≤ 0,15	0,15 – 0,4	> 0,4
Oțel	liniar	0	0	10
	concentrat	5	10	15
Beton armat ≥ C30/37	liniar	5	10	15
	concentrat	10	15	25
Beton simplu și beton armat < C30/37	liniar	10	15	25
	concentrat	20	25	35
Zidărie	liniar	10	15	(-)
	concentrat	20	25	(-)

Tabelul XII.3 Distanța a_3 (mm)

Dispunerea constructivă a armăturii	Reazem	
	Liniar	Concentrat
Bare continue pe reazem (cu sau fără încastrarea grinzii)	0	0
Bare drepte, bucle orizontale în apropierea capătului	5	15, și mai mare sau egal cu acoperirea de beton de la capăt
Armături pretensionate și mustăți drepte	5	15
Bucle verticale	15	Acoperirea de la capăt + raza de curbură interioară

Tabelul XII.4 Toleranța Δa_2 asupra luminii între reazeme, l = deschidere

Material de reazem	Δa_2
Oțel sau beton prefabricat	$10 \le l/1200 \le 30$ mm
Zidărie sau beton turnat pe șantier	$15 \le l/1200 + 5 \le 40$ mm

În cazul în care elementul este legat altfel decât la nivelul aparatului de reazem, lățimea netă a plăcii de rezemare a_1 trebuie majorată pentru a acoperii efectul unei eventuale rotiri în jurul elementului de legătură.

XII.2 Ancorarea armăturilor în dreptul reazemelor

Pentru ca armăturile elementelor purtătoare și ale celor purtate să se ancoreze în mod corect, lățimea efectivă a plăcii de rezemare a_1 este guvernată de o distanță d (fig. XII.3) de la capetele fiecărui element în funcție de modul de armare:

– bucle orizontale sau ancorare la capete (fig. 5.103 b și c)

$$d_i = c_i + \Delta a_i \qquad \text{(XII.3)}$$

– bare îndoite în plan vertical (fig. 5.103a)

$$d_i = c_i + \Delta a_i + 0{,}5 d_{br} \qquad \text{(XII.4)}$$

în care: c_i este acoperirea cu beton a armăturilor;

Δa_i – toleranțe de execuție și montaj;

d_{br} – diametrul de îndoire a armăturii.

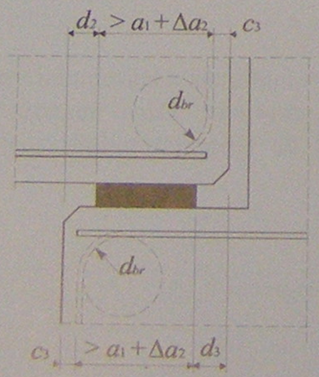
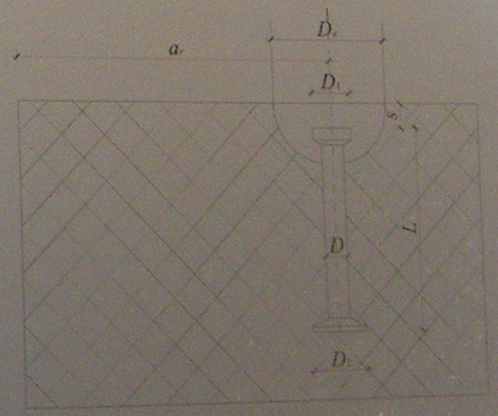


Figura XII.3 Așezarea armăturilor în dreptul unui reazem

SISTEME DE RIDICARE

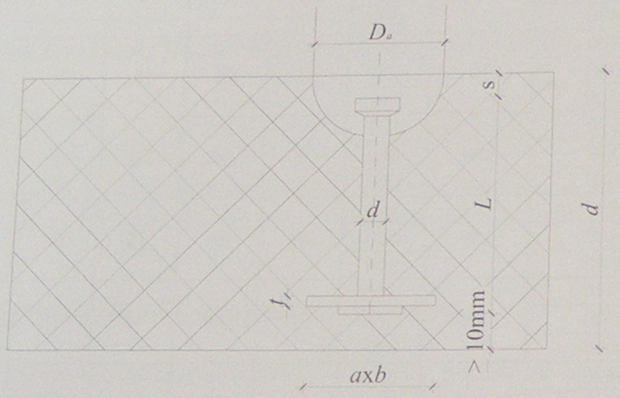
Tabelul XIII.1 Piese de ridicare pentru grinzi

Tipul	Z (kN)	L (mm)	D (mm)	D_1 (mm)	D_2 (mm)	s (mm)	D_a (mm)	a_r (mm)
6000-1,3-0085	13	85	10	19	25	10	60	390
6000-1,3-0120		120						
6000-1,3-0240		240						
6000-2,5-0170	25	170	14	26	35	11	74	540
6000-2,5-0120		120						
6000-2,5-0280		280						
6000-4,0-0170	40	170	18	36	45	15	94	675
6000-4,0-0240		240						
6000-4,0-0340		340						
6000-5,0-0240	50	240	20	36	50	15	94	765
6000-5,0-0340		340						
6000-5,0-0480		480						
6000-7,5-0200	75	200	24	46	60	15	118	945
6000-7,5-0300		300						
6000-7,5-0540		540						
6000-10-0170	100	170	28	46	70	15	118	1100
6000-10-0340		340						
6000-10-0680		680						
6000-15-0300	150	300	28	46	70	15	118	1250
6000-15-0400		400						
6000-15-0840		840						
6000-20-0340	200	340	38	69	98	15	160	1550
6000-20-0500		500						
6000-20-1000		1000						
6000-32-0320	320	320	50	88	135	23	214	2150
6000-32-0700		700						
6000-32-1200		1200						
6000-45-0500	450	500	50	88	135	23	214	2400
6000-45-1200		1200						

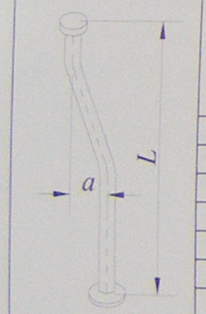


Tabelul XIII.2 Piese de ridicare pentru plăci sau grinzi cu înălțime mică

Tipul	D (mm)	D_1 (mm)	a x b x t (mm)	L (mm)	s (mm)	D_a (mm)	Armare		Capacitatea de ridicare kN	
							d_s (mm)	L_s (mm)	Rezistența betonului la compresiune 15 N/mm²	25 N/mm²
6010-2,5-0055	14	26	70x70x6	55	11	74	4xø8	200	10	15
6010-2,5-0120	14	26	70x70x6	120	11	74	4xø10	300	25	25
6010-2,5-0055	20	36	90x90x8	55	15	94	4xø12	450	30	40
6010-2,5-0065	20	36	90x90x8	65	15	94	4xø12	450	40	50
6010-2,5-0110	20	36	90x90x8	110	15	94	4xø12	450	50	50
6010-2,5-0115	28	46	90x90x10	115	15	118	4xø16	600	80	100



Tabelul XIII.3 Piese de ridicare pentru panouri de închidere



Tipul	a (mm)	L (mm)	Grosimea minimă al panoului d_{min} (mm)	Capacitatea de ridicare [kN] pentru rezistența la compresiune a betonului de 15N/mm²
6002-1,3-0227	50	227	80	13
6002-2,5-0268	50	268	100	25
6002-4,0-0406	60	406	100	40
6002-5,0-0466	60	466	100	50
6002-7,5-0664	70	664	120	75
6002-10-0667	70	667	140	100
6002-15-0825	70	825	180	150
6002-20-0986	90	986	200	200

ANEXA XIV

PLASE SUDATE

Plasele sudate sunt elemente plane de armătură, formate din bare de sârmă trasă sau laminată, dispuse pe direcții perpendiculare, punctele de încrucișare fiind sudate prin rezistență electrică (fig. XIV.1).

Figura XIV.1 Parametrii geometrici ai plaselor sudate

Clasificarea plaselor sudate se face după frecvența de utilizare conform STAS 438/3-1989:

- plase de serie mare, simbol G (tabelul XIV.1);
- plase de serie mijlocie;
- plase de serie mică;

sau după forma ochiurilor:

- plase cu ochiuri pătrate, simbol Q;
- plase cu ochiuri dreptunghiulare, simbol R.

Tipul oțelului utilizat frecvent în țară este STNB, SPPB și Bst. 500M cu diametrul cuprins între 3...8 mm.

Dimensiunea uzuală B x L = 2,0 x 6,0 m, dar se găsesc și plase cu lungimi mai mari sau mai mici (de exemplu B=2,15; 2,4; 2,7; 3,0 m și L=5,0; 7,0 m). Depășirile în sens longitudinal C_l sau transversal C_t, de obicei, reprezintă jumătate din distanța dintre bare pe direcția respectivă.

Notarea plaselor sudate se face precizându-se indicativul și parametrii geometrici ai plasei. Indicativul este format din cifre și litere, care reprezintă numărul de ordine, simbolul plasei sudate și al ochiului, aria secțiunii barelor longitudinale, multiplicată cu 100.

Parametri geometrici ai plasei (în mm) se indică în următoarea ordine:

d_l x l_l / d_t x l_t - B x L cu semnificația notațiilor dată în figura XIV.1.

Exemplu: 110GQ 196; 5 x 100/4 x 100-2000 x 6000

Tabelul XIV.1 Caracteristicile plaselor sudate tipizate de serie mare STNB

Indicativ	Plase cu ochiuri pătrate						
	Distanțe (mm)		Diametre (mm)		Aria secțiunii (cm^2/m)		Greutatea aproximativă kg/m^2 de plasă
	Barele longit., l_l	Barele transv., l_t	Barele longit., d_l	Barele transv., d_t	Barele longit.	Barele transv.	
101 GQ 63	200	200	4	4	0,63	0,63	0,99
102 GQ 71	100	100	3	3	0,71	0,71	1,10
103 GQ 84	150	150	4	4	0,84	0,84	1,32
104 GQ 98	200	200	5	5	0,98	0,63	1,26
105 GQ 106	150	150	4,5	4,5	1,06	1,06	1,66
106 GQ 126	100	100	4	4	1,26	1,26	1,98
107 GQ 131	150	150	5	4	1,31	0,84	1,69
108 GQ 159	100	100	4,5	4	1,59	1,26	2,24
109 GQ 159	100	100	4,5	4,5	1,59	1,59	2,50
110 GQ 196	100	100	5	4	1,96	1,26	2,53
111 GQ 196	100	100	5	5	1,96	1,96	3,08
112 GQ 246	100	100	5,6	4	2,46	1,26	2,92
113 GQ 246	100	100	5,6	5,6	2,46	2,46	3,86
114 GQ 283	100	100	6	4	2,83	1,26	3,21
115 GQ 283	100	100	6	5	2,83	1,96	3,76
116 GQ 283	100	100	6	6	2,83	2,83	4,44
117 GQ 332	100	100	6,5	4	3,32	1,26	3,60
118 GQ 332	100	100	6,5	6,5	3,32	3,32	5,21
119 GQ 348	200	200	10	10	3,93	3,93	6,16
120 GQ 396	100	100	7,1	4,5	3,96	1,59	4,36
121 GQ 396	100	100	7,1	7,1	3,96	3,96	6,22
122 GQ 447	100	100	7,1	8	3,96	5,03	7,05
Plase cu ochiuri dreptunghiulare							
123 GR 126	100	200	4	4	1,26	0,63	1,48
124 GR 159	100	200	4,5	4	1,59	0,63	1,74
125 GR 196	100	200	5	4	1,96	0,63	2,03
126 GR 246	100	200	5,6	4	2,46	0,63	2,43
127 GR 283	100	200	6	4	2,83	0,63	2,72
128 GR 332	100	200	6,5	4	3,32	0,63	3,13
129 GR 396	100	200	7,1	4,5	3,96	0,79	3,74
130 GR 447	100	200	8	5	5,03	0,98	4,72

La cerere se pot realiza și plase speciale cu armătură de rezistență pe o direcție sau pe două direcții cu bare simple sau dublate (se notează cu *d* după diametrul barei) și/sau cu suprapuneri pe o parte sau pe mijloc (fig. XIV.2). Notarea acestor plase se face în conformitate cu figura XIV.3.

$$\frac{\textit{Longitudinal}}{\textit{Transversal}} \quad \frac{A_K / L_K \cdot l_l \cdot d_{s1} / d_{s2} - n_{stg} / n_{dr}}{l_t \cdot d_{s3} / d_{s4} - m_l / m_t} \quad \frac{L \cdot c_{t1} / c_{t2}}{B \cdot c_{l1} / c_{l2}}$$

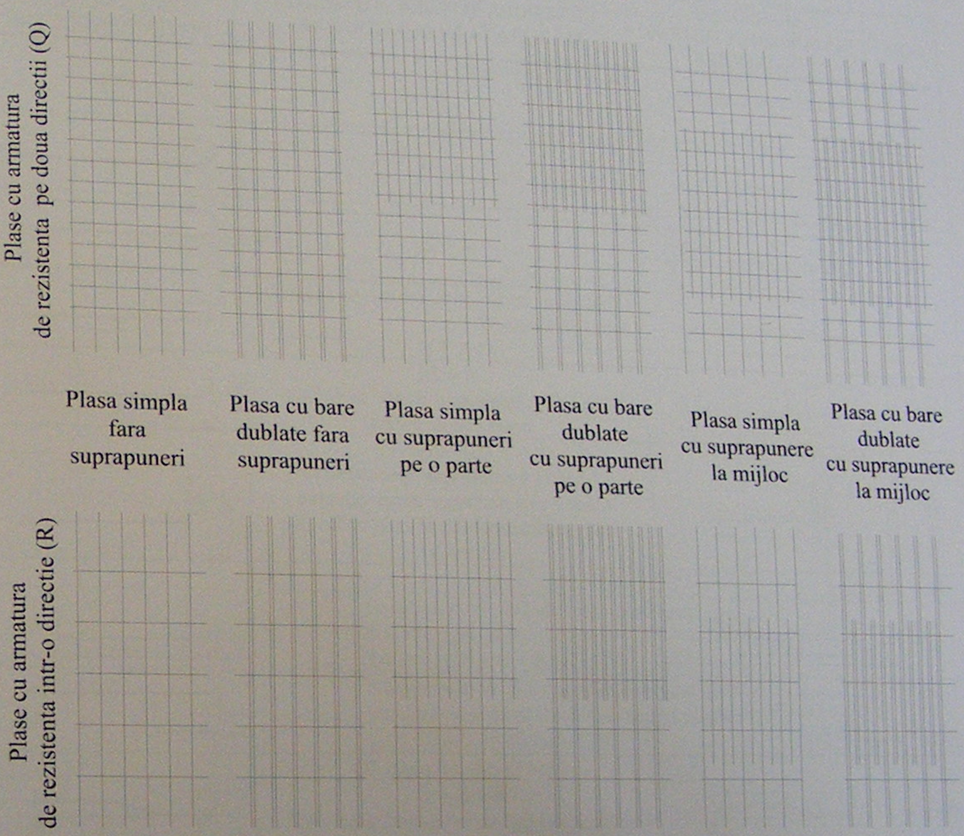


Figura XIV.2 Variante de plase sudate speciale

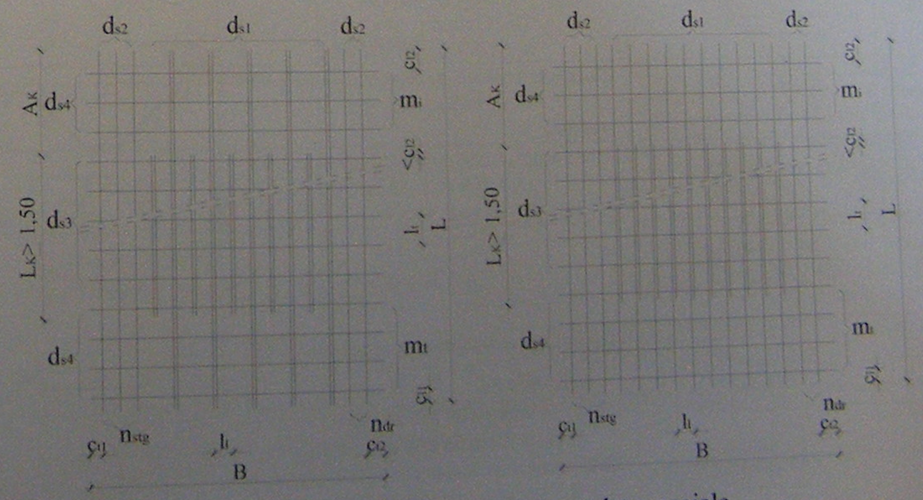
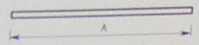
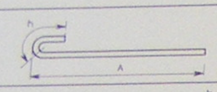
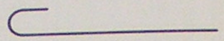
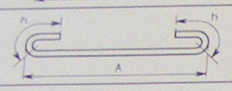
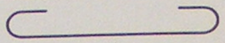
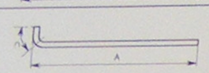
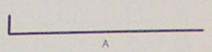
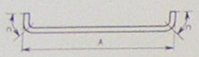
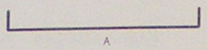
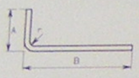
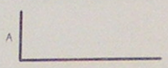
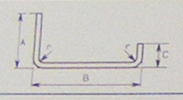
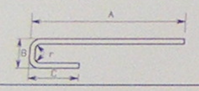
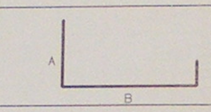
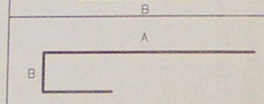
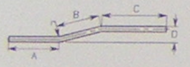
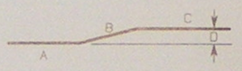
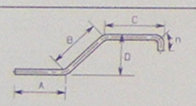
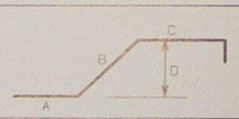
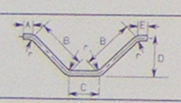
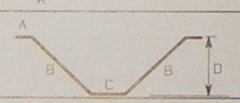
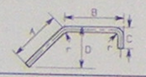
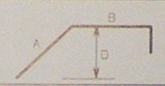
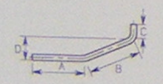
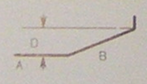
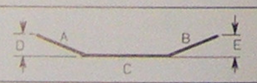
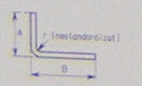
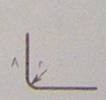
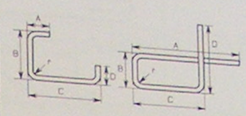
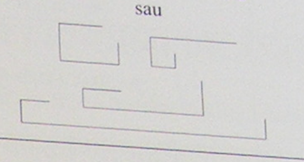
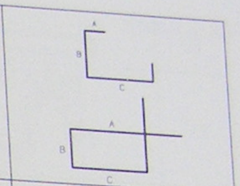
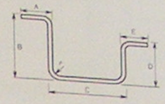
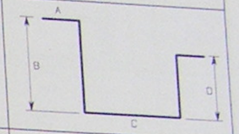
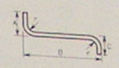
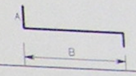
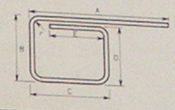
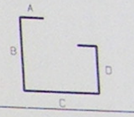
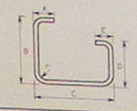
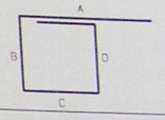
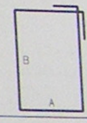
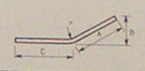
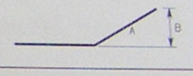
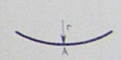
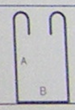
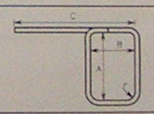
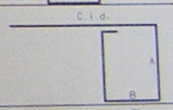
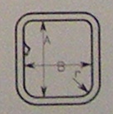
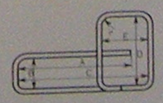
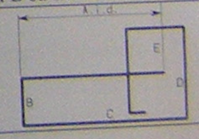


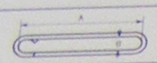
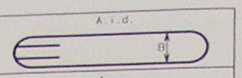
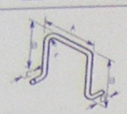
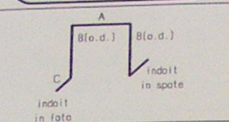
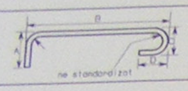
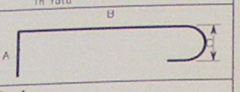
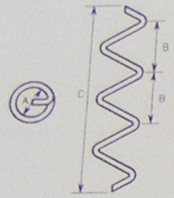
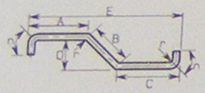
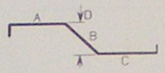
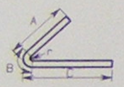
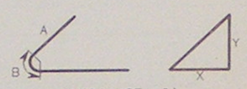
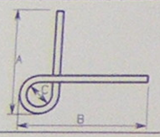
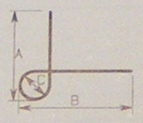
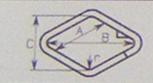
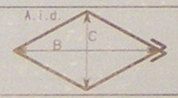
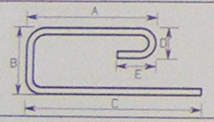
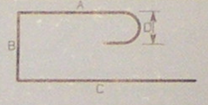
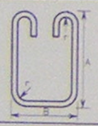
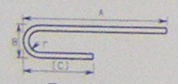
Figura XIV.3 Notarea plaselor sudate speciale

CODURI DE FASONARE

Tabelul XV.1 Coduri de fasonare (în cazul utilizării utilajelor de fasonare cu program)

COD	METODE DE MĂSURARE A DIMENS. DE ÎNDOIRE	LUNGIMEA TOTALĂ A BAREI (L) MĂSURATĂ ÎN LUNGUL AXEI	SCHIȚA ȘI DIMENSIUNILE PENTRU EXECUȚIE
20		A	Drept
32		A + h	
33		A + 2h	
34		Când dim. totale sunt critice se folosește codul de formă 37 A + n	
35		A + 2n Când dim. totale sunt critice nu folosiți acest cod de formă	
37		A + (B) – 1/2r – d Această formulă este aproximativă Când r este mai mare decât valoarea minimă din tabelul 3 folosiți codul de formă 51	
38 SAU	 	A + B + (C) – r – 2d	 
41		Când D este cel puțin 2Φ A + B + C Dacă unghiul față de orizontală este > 45° A + B + C – r - 2Φ	
42		Dacă unghiul față de orizontală este ≤ 45° A + B + C + n Dacă unghiul este > 45° A + 2B + C + E - 2r - 4Φ	
43		Dacă unghiul față de orizontală este ≤ 45° A + (B) – 1/2r – d vezi nota 4	
45		Dacă unghiul față de orizontală este ≤ 45° A + B + (C) – 1/2r – d vezi nota 4	
48		A + B + C	
49		Dacă unghiul față de orizontală este ≤ 45° A + B + C	
51*		A + (B) – 1/2r – d Această formulă este aproximativă Dacă r este min. folosiți codul de formă 37 Dacă r este mai mare decât 200 mm vezi nota 2 de la punctul 10	

52		A+B+C+(D)–1*1/2r–3d sau 	
53		A+B+C+D+(E)–2r–4d	
54		A+B+(C)-r-2d	
55		A+B+C+D+(E)–2r–4d	
SAU		A+B+C+D+E–2r–4Φ	
60*		2(A+B)+20Φ	
62*		Dacă unghiul față de orizontală este mai mic sau egal cu 45° A + C	
65		Aceste bare vor fi livrate drepte atunci când raza este mai mare decât cea dată în tabelul 5, foaia I25 A	
72		2A+B+25Φ	
78		2A+B+C+3d vezi nota 3	
74		2A+3B+10d	A și B trebuie să fie mai mici de 12d sau 150 mm, pentru oțeluri tip 460 cu diametre mai mici de 25 mm A și B trebuie să fie mai mici de 10d pentru oțeluri tip 250, iar valorile minime pentru A și B să fie de 100 mm
75		2A+3B+18d dacă B este mai mare decât 400+2d, cazul 10 vezi nota 3	

82		2A+3B+22Φ B ≥ 2r+2d	
83*		A+2B+C+D-2r-4Φ	
85		A+B+0.57C+(D)-1/2r-2x57d Dacă C este mai mare decât 400+2d, vezi nota 2 de la cazul 10	
86		Când B nu este mai mare decât A/5 (C/B)π(A-d) (L ≤ 12m) Notă: În afară de cazul în care A este mic în comparație cu d, această formă se fabrică în formă închisă și se va desface pe șantier adoptându-se forma dorită.	Unde: A – diametrul extern (în mm) B – pasul spiralei (în mm) C – înălțimea totală a spirei (în mm) Formula se aplică atunci când B este mai mare decât A/5. Se vor prevedea cel puțin 2 cercuri complete.
99	TOATE CELELALTE FORME – DETALII TIPICE PREZENTATE MAI JOS		
99		Dacă unghiul față de orizontală este ≤ 45° și r ≤ 12Φ A+B+C+2n sau E+2n+B-√(B²-D²)	
99		Dacă unghiul față de orizontală este ≤ 45° A+B+C-2 (r+Φ) Dacă unghiul față de orizontală este ≥ 45° și r > Φ Lungimea se va calcula	 (VEZI NOTA 3)
99		A+B+1⅓C	
99		4A+20Φ	
99		Se calculează	
77		mm 2A+B+20d vezi nota 3	
88	 B ≥ 2r+2d	mm A+0,57B+(C)-1,57d Dacă B ≥ 400+2d, vezi nota 2 de la cazul 10	

Notă: d – diametrul barei

$r = d_{br}/2$

d_{br} – diametrul de îndoire a barei.

ARMĂTURI ȘI LUNGIMI DE ANCORARE

Tabelul XVI.1 Aria secțiunii transversale și masa barelor din oțel-beton.

Tipul oțelului beton			Diam mm	Aria secțiunii transversale pentru „n" bare, în cm²										Masa kg/m	Diam mm
OB37	STNB STPB	PC52 PC60		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
-	3,0	-	3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,43	0,50	0,57	0,64	0,71	0,055	3
-	3,55	-	3,55	0,099	0,20	0,30	0,40	0,50	0,59	0,69	0,79	0,89	0,99	0,780	3,55
-	4	-	4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,990	4
-	4,5	-	4,5	0,159	0,32	0,48	0,64	0,80	0,95	1,11	1,27	1,43	1,59	0,125	4,5
-	5	-	5	0,196	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,76	1,96	0,154	5
-	5,6	-	5,6	0,246	0,49	0,74	0,98	1,23	1,48	1,72	1,97	2,21	2,46	0,193	5,6
6	6	6	6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6
7	-	7	7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7
-	7,1	-	7,1	0,396	0,79	1,19	1,58	1,98	2,38	2,77	3,17	3,56	3,96	0,311	7,1
8	8	8	8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8
-	9	-	9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9
10	10	10	10	0,785	1,57	2,35	3,14	3,92	4,71	5,49	6,28	7,06	7,85	0,617	10
12	-	12	12	1,130	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,30	0,888	12
14	-	14	14	1,540	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,86	15,40	1,210	14
16	-	16	16	2,010	4,02	6,03	8,08	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10	1,580	16
18	-	18	18	2,540	5,08	7,62	10,16	12,70	15,24	17,78	20,32	22,86	25,40	1,990	18
20	-	20	20	3,140	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	2,460	20
22	-	22	22	3,800	7,60	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	38,00	2,980	22
25	-	25	25	4,910	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10	3,850	25
28	-	28	28	6,160	12,32	18,42	24,64	30,80	36,96	43,12	49,28	55,44	61,60	4,800	28
32	-	32	32	8,040	16,08	24,12	32,16	40,20	48,24	56,28	64,32	72,36	80,40	6,310	32
36	-	36	36	10,200	20,40	30,60	40,80	51,00	61,20	71,40	81,60	91,80	102,0	7,990	36
40	-	40	40	12,600	25,20	37,80	50,40	63,00	75,60	88,20	100,8	113,4	126,0	9,870	40

Tabelul XVI.2 Aria secțiunii transversale a barelor distribuite uniform pe un metru lățime de suprafață, în cm²

Distanța dintre bare	Diametrul barelor (în mm)									
	5	6	7	8	10	12	14	16	18	20
7,5	2,62	3,77	5,13	6,70	10,47	15,08	20,52	26,81	33,93	41,88
8,0	2,45	3,53	4,81	6,28	9,82	14,14	19,24	25,14	31,81	39,26
8,5	2,31	3,33	4,53	5,91	9,24	13,31	18,11	23,66	29,94	36,95
9,0	2,18	3,14	4,28	5,59	8,73	12,57	17,10	22,34	28,28	34,90
9,5	2,07	2,98	4,05	5,29	8,27	11,90	16,20	21,17	26,79	33,06
10,0	1,96	2,83	3,85	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	25,45	31,41
10,5	1,87	2,69	3,67	4,79	7,48	10,77	14,66	19,15	24,24	29,91
11,0	1,78	2,57	3,50	4,57	7,14	10,28	13,99	18,28	23,14	28,55
11,5	1,71	2,46	3,35	4,37	6,83	9,84	13,39	17,49	22,13	27,31
12,0	1,64	2,36	3,21	4,19	6,54	9,42	12,83	16,76	21,21	23,17
12,5	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,05	12,32	16,09	20,36	25,13
13,0	1,51	2,17	2,96	3,87	6,04	8,70	11,84	15,47	19,58	24,16
13,5	1,45	2,09	2,85	3,72	5,82	8,38	11,40	14,90	18,85	23,27
14,0	1,40	2,02	2,75	3,59	5,61	8,08	11,00	14,36	18,18	22,44
14,5	1,35	1,95	2,65	3,47	5,42	7,80	10,62	13,87	17,55	21,66
15,0	1,31	1,89	2,57	3,35	5,24	7,54	10,26	13,41	16,97	20,94
15,5	1,27	1,82	2,48	3,24	5,07	7,30	9,93	12,97	16,42	20,27
16,0	1,23	1,77	2,41	3,14	4,91	7,07	9,62	12,57	15,90	19,64
16,5	1,19	1,71	2,33	3,05	4,76	6,85	9,33	12,19	15,42	19,04
17,0	1,15	1,66	2,26	2,96	4,62	6,65	9,05	11,83	14,97	18,43
17,5	1,12	1,62	2,20	2,87	4,49	6,46	8,79	11,49	14,54	17,95
18,0	1,09	1,57	2,14	2,79	4,36	6,28	8,55	11,17	14,14	17,46
18,5	1,06	1,53	2,08	2,72	4,25	6,11	8,32	10,87	13,76	16,94
19,0	1,03	1,49	2,03	2,65	4,13	5,95	8,10	10,58	13,39	16,54
19,5	1,01	1,45	1,97	2,58	4,03	5,80	7,89	10,31	13,05	16,11
20,0	0,98	1,41	1,92	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05	12,72	15,72

Tabelul XVI.3 Aria secțiunii transversale și masa toroanelor de precomprimare

Tipul toronului	Aria secțiunii transversale pentru „n" toroane (în cm^2)									Masa (kg/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
TBP 7,5	0,344	0,687	1,03	1,37	1,71	2,06	2,41	2,75	3,09	3,44	0,270
TBP 9,0	0,495	0,99	1,48	1,98	2,47	2,97	3,47	3,96	4,45	4,95	0,318
TBP12,0	0,880	1,76	2,64	3,52	4,40	5,28	6,16	7,04	7,92	8,80	0,691
TBP12,9	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	0,785

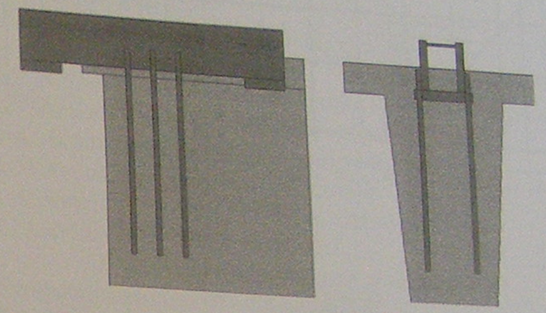
Tabelul XVI.4 Lungimea de ancorare de bază $l_{b,rqd}$ [cm] pentru $\sigma_{sd}=f_{yd}=435$ N/mm^2 și aderență bună (armătură la partea inferioară a elementului).

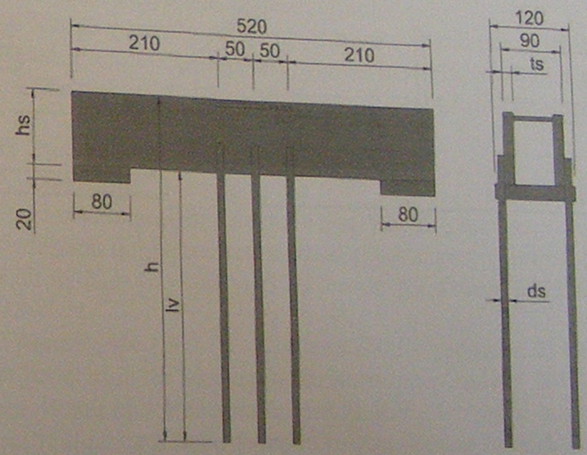
Clasa de beton / Ø	C12/16	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75
6	40	33	29	24	22	20	17	16	15	14	14
8	53	45	39	32	29	26	23	21	20	19	19
10	66	56	58	40	36	33	29	27	25	24	23
12	79	67	58	48	43	40	35	32	30	29	28
14	92	78	38	59	51	46	41	38	35	34	33
16	105	89	77	64	58	53	46	43	40	39	37
18	119	100	87	72	65	59	52	48	45	43	42
20	132	111	97	81	72	66	58	54	50	48	47
22	145	123	106	89	80	72	64	59	55	53	51
25	165	139	121	101	91	82	72	67	62	60	58
28	184	156	135	113	101	92	81	74	70	68	65
32	211	178	155	129	116	105	93	86	80	77	75

Tabelul XVI.5 Lungimea de ancorare de bază $l_{b,rqd}$ [cm] pentru $\sigma_{sd}=f_{yd}=435$ N/mm^2 și aderență nesatisfăcătoare (armătură la partea superioară a elementului).

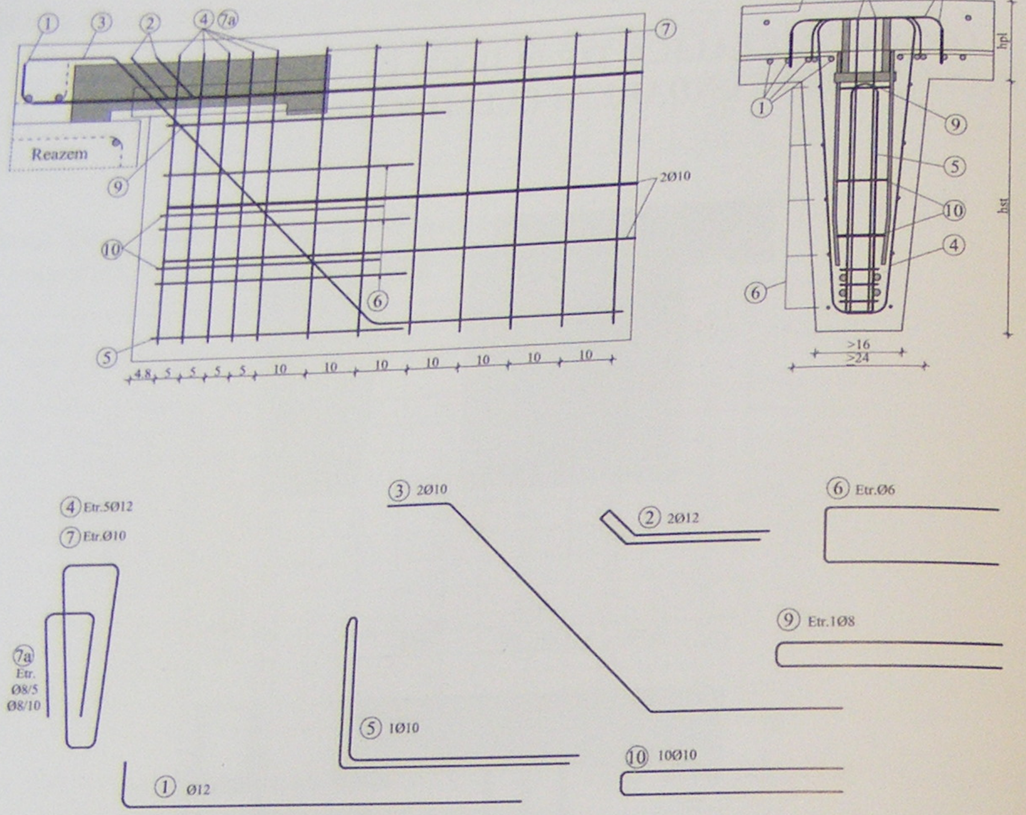
Clasa de beton / Ø	C12/16	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75
6	56	48	41	35	31	28	25	23	21	21	20
8	75	63	55	46	41	38	33	31	29	28	27
10	94	79	69	58	52	47	41	38	36	35	33
12	112	95	83	69	62	56	50	46	43	41	40
14	131	111	96	81	72	66	58	54	50	48	47
16	150	127	110	92	83	75	66	61	57	55	53
18	169	143	124	104	93	85	74	69	64	62	60
20	187	159	138	115	104	94	83	77	71	69	67
22	206	175	151	127	114	104	91	84	78	76	73
25	234	198	172	144	129	118	103	96	89	86	83
28	262	222	193	161	145	132	116	107	100	97	93
32	300	254	220	184	166	151	132	122	114	110	107

CONSOLE METALICE TIP PEIKKO PENTRU REZEMAREA GRINZILOR SECUNDARE ŞI ELEMENTELOR DE PLANŞEU TT





Tip	hs	ts	h	lv	ds	$V_{Rd,montare}$
PBH1	100	15	460	360	10	80 kN
PBH2	100	20	470	370	12	100 kN
PBH3	120	15	580	460	12	125 kN
PBH4	120	20	600	480	14	150 kN



BIBLIOGRAFIE

1. *** – ACI 345R-91(05) to ACI 355.2/355.2R-04, Manual of concrete practice, Part 4-2007, Revised Annually
2. *** – EN 1990, Bazele proiectării structurilor
3. *** – EN 1991, Acțiuni în construcții
4. *** – EN 1991-1-1, Acțiuni generale. Densități, greutatea proprie și încărcările utile pentru clădiri.
5. *** – EN 1991-1-2, Acțiuni generale. Acțiuni asupra structurilor expuse la foc.
6. *** – EN 1991-1-3, Acțiuni generale. Acțiuni din zăpadă.
7. *** – EN 1991-1-4, Acțiuni generale. Acțiuni din vânt.
8. *** – EN 1991-1-5, Acțiuni generale. Acțiuni termice.
9. *** – EN 1991-1-6, Acțiuni generale. Acțiuni în timpul execuției.
10. *** – EN 1991-2, Acțiuni din circulația pe poduri.
11. *** – EN 1991-3 , Acțiuni din poduri rulante și instalații.
12. *** – EN 1992, Proiectarea structurilor din beton.
13. *** – EN 1992-1-1, Reguli generale și reguli pentru clădiri.
14. *** – EN 1992-1-2, Reguli generale. Proiectarea structurilor la foc.
15. *** – EN 1998, Proiectarea seismică a construcțiilor
16. *** – EN 1998-1, Reguli generale, acțiunea seismică și reguli pentru clădiri
17. *** – EN 206, Beton: proprietăți, preparare, punere în operă, condiții de calitate
18. *** – EN 197, Ciment: compoziție, specificații și criterii de conformitate ale cimenturilor uzuale
19. *** – EN 10080, Oțel beton. Oțelul sudabil. Generalități
20. *** – EN 10138, Oțel pentru precomprimare
21. *** – EN 13369, Elemente prefabricate din beton. Reguli generale
22. *** – Calculul structural din beton, beton armat și beton precomprimat Eurocodes 2. Exemple de calcul, Editori Bob C., Ghersi A., Plumier A., Trezos C., Editura Bridgerman Ltd, Timișoara, 1997
23. *** – CEB-FIB Mode/Code 1990-CEB Bulletin d'Information nr. 214/1-1993
24. *** – Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Erläuterungen zu DIN 1045-1, berlin, 2003
25. *** – Deutscher Beton-und Bautechnik-Verein E.V., Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1, Band 1: Hochbau, Band 1: Ingenieurbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002
26. *** – Ergänzungsband zum Beton Kalender. 2002, Taschenluc für Beton, Stahlbeton-und Spannbetonbau sowie die verwandten Fächer, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002
27. *** – Normativ pentru proiectarea structurală de fundare directă. Redactarea finală, Universitatea Tehnică de Construcții București, 2004
28. *** – P100-1/2006. Cod de proiectare seismică – partea I: Prevederi de proiectare pentru clădiri
29. Avak R. – Stahlbetonbau in Beispielen, DIN1045 und EuropäischeNormung, Teil 2, Werner Verlag, 2005
30. Avram C. – Grinzi continue, Editura a III-a revăzută și completată, Editura Tehnică, București, 1981
31. Avram C., Deutsch I., Pop A., Weisz-Birnholz A. – Proiectarea economică a elementelor de construcții din beton armat, Editura Facla, Timișoara, 1979
32. Bangash M.Y.H. – Structural detailing in concrete, 2nd edition, Thomas Telford, London, 2003
33. Bia C., Ille V., Soare M. V. – Rezistența materialelor și teoria elasticității, Editura didactică și pedagogică, București, 1983

34. Cadar I., Clipii T., Tudor A. – Beton armat, Ediția I-a, Editura Orizontul Universitar, Timişoara, 1999
35. Cadar I., Clipii T., Tudor A. – Beton armat, Ediția II-a, Editura Orizontul Universitar, Timişoara, 2004
36. Caracostea A. şi altele – Manualul pentru calculul construcțiilor, Editura Tehnică, Bucureşti, 1959 şi Vol I. 1977
37. Deák Gy. – A betonszerkezetek tüzállóságának vizsgálata az Eurocode szerint. Beton Évkönyv 2000, Budapest, 1999
38. Dimitrescu D., Popăescu A. – Beton precomprimat. Editura Academiei, Bucureşti, 1987
39. Farkas Gy., Kovács T., Szalai K. – Valószínűségi elven történő méretezés történeti előzményei hazánkban. Vasbetonépítés, Journal of the Hungarian Group of FIB, nr.3/2005
40. Fischer A., Kramp M., Prietz F., Rösler M. – Stahlbeton nach DIN 1045-1, Ernst&Sohn, 2003
41. Gemănar C., Florea N., Mihai P. – Siguranța structurală a construcțiilor din beton armat CERMI, Editura Tehnică, Științifică şi Didactică, Iaşi, 2005
42. Gemeninc G., Florea N., Mihai P. – Aspecte privind modelarea acțiunii focului în elementele din beton armat, Proceedings of the International Symposium „Composite materials, elements and structures for construction". Timişoara Academic Days 10-th Edition, 2007
43. Gioncu V. – Instabilități şi catastrofe în ingineria structurală, Editura Orizonturi Universitare, Timişoara, 2005
44. Ioani A.M. – Structuri cu dale. Probleme de calcul, Editura Dacia, Cluj Napoca, 1994
45. Kessler H.-G. – Vereinfachte Druckspannungskörper im Beton, Beton – und Stahlbetondau nr.6, Ernst&Sohn, Berlin, 1995
46. Kiss Z. – Durabilitatea structurilor din beton armat. Simpozion Structuri Prefabricate din Beton. Prezent şi perspective, U.T.Pres, Cluj-Napoca, 2005
47. Kiss Z., Oneț T. – Beton armat, U.T.Pres, Cluj-Napoca, 1999
48. Kiss Z., Oneț T., Munteanu G. – Îndrumător pentru proiectarea betonului armat, U.T.Pres, Cluj-Napoca, 2004
49. Kollár L. – Vasbetonszerkezetek, Műegyetemi Kiadó, Budapest, 1998
50. Kordina K., Meyer-Ottens C. – Beton Brandschutz-Handbuch, 2 Auflage, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 1999
51. König G., Maurer R., Tue V.N., Kliver J., Bornmann M. – Leitfaden zum DIN Fachbericht 102 Betonbrücken, Ernst & Sohn, Berlin, 2003
52. König G., Pauli W. – Nachweis der Kippstabilitätvon schlanken Fertigteilträgern aus Stahlbeton und Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992)
53. Kraus D., Ehret K. H. – Berechnung kippgefährdeter Stahlbeton- und Spannbeton-träger nach der Theorie II. Ordnung. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992)
54. Lapko A. – Projektowanie Konstruktcji Zelbetowych, Editura Arkady, Warszawa, 2003
55. Leonhardt F. – Spanbeton für die Praxis, Berlin, Verlag Wilhelm Ernst Sohn, 1962
56. Litzner H.-U. – Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 in Beispielen. Beton-Kalender 1997.I.
57. Lohmeyer O.C.G. – Stahlbetonbau. Bemessung – Konstruktion – Ausführung. 6 Auflage, Editura Teubner, Stuttgart-Leipzig-Wiesbaden, 2004
58. Lutz S. – Vorlesungsskriptum aus Betonbau. Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, S-3-01/2004
59. Mazilu P., Posea N., Iordăchescu E., – Probleme de rezistența matrialelor **, Editura tehnică, 1975
60. Mihailescu M., Bota O., Budiu V., Ionescu A., Itul T., Popa I., Tanasoiu I. – Construcții de beton armat şi precomprimat, Partea I-a, Structuri liniare, Atelierul de multiplicare al Institutului politehnic din Cluj-Napoca, 1983
61. Mirşu O., Friedrich R. – Construcții din beton armat, Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1980
62. Mizgan P., Oneț T. – Beton uşor, Editura Universității Transilvania, Braşov, 2005

63. Mizgan P., Oneț T. –Proiectarea elementelor din beton uşor armat în secțiuni înclinate după prevederile Eurocodului 2, Proceedings of the International Symposium „Composite materials, elements and structures for construction". Timişoara Academic Days 10-th Edition, 2007
64. Moskey H.W., Hulse R., Bungey H.J. – Reinforced Concrete Design to Eurocode 2, Machillan Press LTD, London, 1996
65. Oneț T. – Beton parțial precomprimat, Editura Casa Cărții de Ştiință, Cluj-Napoca, 1993
66. Oneț T., Olar R.I. – Beton armat, U.T.Pres, Cluj-Napoca, 2003
67. Oneț T., Tertea I. – Proiectarea betonului structural, Casa Cărții de Ştiință, Cluj-Napoca, 1992
68. Paulay T., Bachmann H., Moser K. – Proiectarea structurilor de beton armat la acțiuni seismice (traducere din limba germană: Erdbebenbemessung von stahlbetonhochbauten), Editura Tehnică, Bucureşti, 1997
69. Polónyi S., Brandt T. – Beton Atlas. Entwerfen mit Stahlbeton im Hochbau. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2002
70. Popa V., Cotofana D. – Evaluarea deplasării capabile a stâlpilor de beton armat proiectați şi detaliați conform normelor Românești, A 3-a Conferință Națională de Inginerie Seismică, Bucureşti, 2005
71. Popescu Hr., Elenbogen M. – Parametrii de proiectare pentru beton armat. Dimensionare rapidă, Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1979
72. Postelnicu T., Munteanu M. – Beton armat, Partea II, Calculul elementelor de beton armat, Matrix Rom, Bucureşti, 2006
73. Postelnicu T., Pascu R. – Elemente de noutate privind proiectarea structurilor de beton armat în prevederile P100-1/2003, Buletin AICPS 2/2006
74. Postelnicu T., Zamfirescu D. – Codul de evaluare seismică P100, Partea I. 3 Concepte şi metode, A 3-a Conferință Națională de Inginerie Seismică, Bucureşti, 2005
75. Pop V., Popa A., Roman F., Fosti V., Fetea L., Mureşan F. – Proiectarea fundațiilor. Atelierul de multiplicare, Institutul Politehnic Cluj Napoca, 1986
76. Quast U. – Verfahrensgerechte Berücksichtigung des Kriechens bei programmgesteuerter Berechnung schlanker Stahlbetonstäbe, Bauingenieur 53 (1978)
77. Schneider K. – J. – Bautabellen mit Berechnungshinweisen und Beispielen, 7. Auflage 1986. Werner-Verlag
78. Schneider. K J. und... – Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen, 15 Auflage Verlag Werner, Düsseldorf, 2002
79. Seiler H. – Brandschutz nach Eurocode 2. Fire design to Eurocode 2. Betonwerk + Fertigteil–technik 1996/12
80. Sigrist V. – Unterlagen zur Vorlesung Stahlbetonbau I, TU Hamburg-Harburg, 2003
81. Schmalhofer O. – Hallen aus Beton – Ferigteilen, Ernst & Sohn, Berlin, 1995
82. Steinle A., Hahn V. – Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau, Editura Züblin AG, Berlin, 1988
83. Stempniewski L. – Stahlbetonbau, Elements des Stahlbetonbaus. Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie Wintersemester 2003/2004
84. Stoian V., Clipii T., Ciuhandu Gh., Dan S. – Conformarea antiseismică a elementelor de beton armat prin procedeul modelelor de bare, a XVI-a Conferință Națională pentru Beton, Braşov, 1994
85. Stoian V., Clipii T., Pintea D. – Numerical applications of the strut and tie method. Proceedings of the International Symposium „Composite materials, elements and structures for construction". Timişoara Academic Days 10-th Edition, 2007
86. Szalai K. – Vasbetonszerkezetek, Vasbeton-szilárdságtan, Tankönyvkiadó, Budapest, 1988
87. Tertea I. – Betonul precomprimat. Bazele proiectării, Editura Tehnică, Bucureşti, 1981
88. Tertea I., Oneț T., Păcurar V. – Proiectarea betonului armat, Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1985

89. Tertea I., Oneț T., Viorel G., Păcurar V., Kiss Z., Măgureanu C. – Proiectarea betonului precomprimat. vol. I, Atelierul de multiplicare al Institutului Politehnic Cluj-Napoca, Cluj-Napoca, 1986
90. Thomsing M. – Spannbeton. Grundlagen Berechnungsverfahren Beispiele, 3 Auflage, B.G. Teubner, Stuttgart Leipzig-Wiesbaden, 2002
91. Tuns I., Răpișcă P., Tămaș F. – Issues concerming the rehabilitation of some structural elements of reinforced concrete by coating them in a rigid layer of reinforced concrete and high-quality concrete, Proceedings of the International Symposium „Composite materials, elements and structures for construction". Timişoara Academic Days 10-th Edition, 2007
92. Vodă I.P., Mihai P., Florea N., Gherman L. – The Influence of climate change on the durability of concrete structures, Proceedings of the International Symposium „Composite materials, elements and structures for construction". Timişoara Academic Days 10-th Edition, 2007
93. Vodă I.P., Mihai P., Florea N., Gherman L. – Evaluation method of durability in concrete structures – state of the art Report, Proceedings of the International Symposium „Composite materials, elements and structures for construction". Timişoara Academic Days 10-th Edition, 2007
94. Zilch K., Staller M., Jähring A. – Vergleichende Untersuchungen zur berechnung kippgefährdeter Stahlbeton- und Spannbetonträger nach Theorie II. Ordnung, Bauingenieur 72, 1997